

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM

В. Е. ШИШКИН

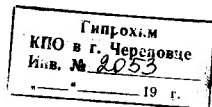
ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Уд. 7404

Допущено Министерством строитель-
ства предприятий тяжелой индустрии
СССР в качестве учебного пособия
для строительных техникумов по спе-
циальности «Промышленное и граж-
данское строительство»



МОСКВА
СТРОИИЗДАТ
1974



РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Деревянные конструкции рассчитывают по двум предельным состояниям: по несущей способности (прочности или устойчивости) и по деформациям (по прогибу). При расчете по первому предельному состоянию необходимо знать расчетное сопротивление, а по второму — модуль упругости древесины. Основные расчетные сопротивления древесины сосны и ели в конструкциях, защищенных от увлажнения и нагрева, приведены в [1, табл. 8]*. Расчетные сопротивления древесины других пород получаются умножением основных расчетных сопротивлений на коэффициенты перехода, приведенные в [1, табл. 9].

Неблагоприятные условия эксплуатации конструкций учитывают введением коэффициентов снижения расчетных сопротивлений, значения которых приведены в [1, табл. 10].

При определении деформаций конструкций, находящихся в нормальных условиях эксплуатации, модуль упругости древесины независимо от породы последней принимается равным $E = 100\,000 \text{ кгс/см}^2$. При неблагоприятных условиях эксплуатации вводятся поправочные коэффициенты согласно [1, табл. 10].

Влажность древесины, употребляемой для изготовления деревянных конструкций, должна быть не более 15% — для клееных конструкций, не более 20% — для неклееных конструкций производственных, общественных, жилых и складских зданий и не более 25% — для животноводческих зданий, сооружений на открытом воздухе и инвентарных конструкций временных зданий и сооружений. Влажность древесины для изготовления неинвентарных конструкций временных зданий и сооружений не нормируется [5].

§ 1. ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Центрально-растянутые элементы рассчитывают по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R_p \quad (1.1)$$

где N^{**} — расчетная продольная сила;

$F_{нт}^{**}$ — площадь рассматриваемого поперечного сечения нетто;

R_p — расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон.

* Здесь и далее по тексту цифрами в квадратных скобках обозначены порядковые номера списка литературы, приведенного в конце книги.

** Здесь и во всех последующих формулах, если не сделана оговорка, силовые факторы выражаются в кгс, а геометрические характеристики — в см.

При определении площади $F_{нт}$ все ослабления, расположенные на участке длиной 20 см, принимаются как бы совмещенными в одном сечении.

Пример 1.1. Проверить прочность деревянной подвески стропил*, ослабленной двумя врубками $h_{вр} = 3,5 \text{ см}$, боковыми стесками $h_{ст} = 1 \text{ см}$ и отверстием для болта $d = 1,6 \text{ см}$ (рис. 1.1). Расчетная растягивающая сила $N = 7700 \text{ кгс}$, диаметр бревна $D = 16 \text{ см}$.

Решение. Площадь сечения стержня брутто $F_{бр} = \frac{\pi D^2}{4} = 201 \text{ см}^2$. Площадь сегмента при глубине врубки $h_{вр} = 3,5 \text{ см}$ (приложение 1) $F_1 = 32,5 \text{ см}^2$. Площадь сегмента при глубине стески $h_{ст} = 1 \text{ см}$ $F_2 = 5,24 \text{ см}^2$.

Поскольку между ослаблением врубками и ослаблением отверстием для болта расстояние $8 \text{ см} < 20 \text{ см}$, то условно считаем эти ослабления совмещенными в одном сечении.

Площадь ослабления отверстием для болта

$$F_3 = d(D - 2 h_{ст}) = 1,6(16 - 2 \cdot 1) = 22,4 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения стержня нетто за вычетом всех ослаблений

$$F_{нт} = F_{бр} - F_{осл} = 201 - 2 \cdot 32,5 - 2 \cdot 5,24 - 22,4 = 103 \text{ см}^2.$$

Напряжение растяжения по формуле (1.1)

$$\sigma = \frac{7700}{103} = 75 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

§ 2. ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Центрально-сжатые деревянные стержни в расчетном отношении можно разделить на три группы: стержни малой гибкости ($\lambda < 30$), стержни средней гибкости ($\lambda = 30 \div 75$) и стержни большой гибкости ($\lambda > 75$).

Стержни малой гибкости рассчитывают только на прочность по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R_c \quad (1.2)$$

* Здесь и в последующих примерах, если не сделана оговорка в условии, предполагается, что элемент выполнен из сосны или ели и находится в нормальных условиях работы и эксплуатации.

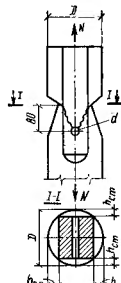


Рис. 1.1. Растянутый элемент

Стержни большой гибкости рассчитывают только на устойчивость по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_{расч}} \leq R_c. \quad (1.3)$$

Стержни средней гибкости с ослаблениями должны рассчитываться и на прочность по формуле (1.2), и на устойчивость по формуле (1.3).

Расчетную площадь стержня для расчета на устойчивость при отсутствии ослаблений и при ослаблениях, не выходящих на его кромки, если площадь ослаблений не превышает $0,25 F_{бр}$, принимают равной $F_{расч} = F_{бр}$.

Коэффициент продольного изгиба φ определяют в зависимости от расчетной гибкости элемента по формулам:

$$\lambda \leq 75 \quad \varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2; \quad (1.4)$$

при

$$\lambda > 75 \quad \varphi = \frac{3100}{\lambda^2}. \quad (1.5)$$

Значения коэффициента φ , вычисленные по этим формулам, приведены в приложении 2.

Гибкость λ цельных стержней определяют по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{r}, \quad (1.6)$$

где l_0 — расчетная длина элемента;

r — радиус инерции сечения элемента.

Радиус инерции r в общем случае определяют по формуле

$$r = \sqrt{\frac{J_{бр}}{F_{бр}}}, \quad (1.7)$$

где $J_{бр}$ и $F_{бр}$ — момент инерции и площадь поперечного сечения брутто элемента.

Для прямоугольного сечения с размерами сторон b и h

$$r_x = 0,29 h; \quad r_y = 0,29 b. \quad (1.7a)$$

Для круглого поперечного сечения

$$r = \frac{D}{4} = 0,25D. \quad (1.7b)$$

Расчетная гибкость сжатых элементов не должна превышать следующих предельных значений: для основных сжатых элементов — пояса, опорные раскосы и опорные стойки ферм, колонны — 120; для второстепенных сжатых элементов — промежуточные стойки и раскосы ферм и др. — 150; для элементов связей — 200.

Подбор сечений гибких стержней производят в следующем порядке:

а) задаются гибкостью стержня (для основных элементов $\lambda = 80 \div 100$; для второстепенных $\lambda = 120 \div 130$) и находят соответствующее ей значение коэффициента φ ;

б) определяют требуемый радиус инерции и устанавливают меньший размер поперечного сечения;

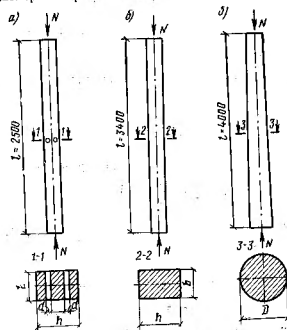


Рис. 1.2. Центально-сжатые элементы

в) определяют требуемую площадь и устанавливают второй размер поперечного сечения;

г) проверяют принятое сечение по формуле (1.3).

Сжатые элементы, выполненные из бревен с сохранением их коничности, рассчитывают по сечению в середине длины стержня.

Диаметр бревна в расчетном сечении определяют по формуле

$$D_{расч} = D_0 + 0,008 x, \quad (1.8)$$

где D_0 — диаметр бревна в тонком конце;

x — расстояние от тонкого конца до рассматриваемого сечения.

Пример 1.2. Проверить прочность и устойчивость сжатого стержня, ослабленного посередине длины двумя отверстиями для болтов $d = 16$ мм (рис. 1.2, а). Сечение стержня $b \times h = 13 \times 18$ см, длина $l = 2,5$ м, закрепление концов шарнирное. Расчетная нагрузка $N = 19\,600$ кгс.

Решение. Расчетная свободная длина стержня $l_0 = l = 2,5$ м. Минимальный радиус инерции сечения

$$r_y = 0,29 \quad b = 0,29 \cdot 13 = 3,76 \text{ см.}$$

Наибольшая гибкость

$$\lambda = \frac{250}{3,76} = 66,5 < 75.$$

Следовательно, стержень надо рассчитать и на прочность, и на устойчивость.

Площадь нетто стержня

$$F_{нт} = F_{бр} - F_{осл} = 13 \cdot 18 - 2 \cdot 1,6 \cdot 13 = 192,4 \text{ см}^2.$$

Напряжение сжатия по формуле (1.2)

$$\sigma = \frac{19600}{192,4} = 102 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Коэффициент продольного изгиба по формуле (1.4)

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{66,5}{100} \right)^2 = 0,645.$$

Площадь ослабления составляет от площади брутто

$$\frac{F_{осл}}{F_{бр}} 100 = \frac{2 \cdot 1,6 \cdot 13}{18 \cdot 13} 100 = 17,8 < 25 \%. \quad \text{Следовательно, расчетная площадь в этом случае}$$

$$F_{расч} = F_{бр} = 18 \cdot 13 = 234 \text{ см}^2.$$

Напряжение при расчете на устойчивость по формуле (1.3)

$$\sigma = \frac{19600}{0,645 \cdot 234} = 130 \text{ кгс/см}^2 = R_c.$$

Пример 1.3. Подобрать сечение деревянной брусчатой стойки (рис. 1.2, б) при следующих данных: расчетная сжимающая сила $N = 17\,000$ кгс, длина стойки $l = 3,4$ м; закрепление концов шарнирное.

Решение. Задаемся гибкостью стойки $\lambda = 80$. Соответствующий этой гибкости коэффициент $\varphi = 0,48$ (приложение 2). Находим требуемый минимальный радиус инерции (при $\lambda = 80$)

$$r_{тр} = \frac{l_0}{\lambda} = \frac{340}{80} = 4,25 \text{ см}$$

и требуемую площадь поперечного сечения стойки (при $\varphi = 0,48$)

$$F_{тр} = \frac{N}{\varphi R_c} = \frac{17\,000}{0,48 \cdot 130} = 272 \text{ см}^2.$$

Тогда требуемая ширина сечения бруса по формуле (1.7а)

$$b_{тр} = \frac{r_{тр}}{0,29} = \frac{4,25}{0,29} = 14,7 \text{ см.}$$

В соответствии с сортаментом пиломатериалов принимаем $b = 15$ см.

Требуемая высота сечения бруса

$$h_{тр} = \frac{F_{тр}}{b} = \frac{272}{15} = 18,1 \text{ см.}$$

Принимаем $h = 18$ см; $F = 15 \cdot 18 = 270 \text{ см}^2$.

Гибкость стержня принятого сечения

$$\lambda_y = \frac{l_0}{r_{мин}} = \frac{340}{0,29 \cdot 15} = 78,5; \quad \varphi_y = 0,5.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F} = \frac{17\,000}{0,5 \cdot 270} = 126 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Пример 1.4. Деревянная стойка круглого сечения с сохранением естественного сбега несет нагрузку $N = 17\,500$ кгс (рис. 1.2, в). Закрепление концов стойки шарнирное. Определить диаметр стойки, если ее высота $l = 4$ м.

Решение. Задаемся гибкостью $\lambda = 80$ и находим соответствующий этой гибкости коэффициент $\varphi = 0,48$ (приложение 2). Определяем требуемый радиус инерции и соответствующий ему диаметр сечения:

$$r_{тр} = \frac{l_0}{\lambda} = \frac{400}{80} = 5 \text{ см}; \quad D'_{тр} = \frac{r_{тр}}{0,25} = 20 \text{ см.}$$

Определяем требуемую площадь и соответствующий ей диаметр сечения:

$$F_{тр} = \frac{N}{\varphi R_c} = \frac{17\,500}{0,48 \cdot 130} = 280 \text{ см}^2;$$

$$D_{тр} = \sqrt{\frac{4F_{тр}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 280}{3,14}} = 18,9 \text{ см.}$$

Средний требуемый диаметр

$$D_{ср} = \frac{D' + D''}{2} = 19,45 \text{ см.}$$

Принимаем диаметр бревна в тонком конце $D_0 = 18$ см. Тогда диаметр в расчетном сечении, расположенном в середине длины элемента, определяем по формуле (1.8):

$$D = 18 + 0,008 \cdot 200 = 19,6 \text{ см};$$

$$F = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 19,6^2}{4} = 302 \text{ см}^2.$$

Проверяем принятое сечение:

$$\lambda = \frac{400}{0,25 \cdot 19,6} = 82 < 120; \varphi = 0,46;$$

$$\sigma = \frac{17,50}{0,46 \cdot 302} = 126 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

§ 3. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Элементы деревянных конструкций, работающие на изгиб (балки), рассчитывают на прочность и на прогиб. Расчет на прочность производят по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{ит}}} \leq R_{\text{и}}, \quad (1.9)$$

где M — изгибающий момент от расчетной нагрузки;
 $W_{\text{ит}}$ — момент сопротивления рассматриваемого сечения нетто;
 $R_{\text{и}}$ — расчетное сопротивление древесины изгибу.

Прогобы изгибаемых элементов вычисляют от действия нормативных нагрузок. Величины прогибов не должны превышать следующих значений: для балок межэтажных перекрытий — $1/250 l$; для балок чердачных перекрытий, прогонов и стропильных ног — $1/200 l$; для обрешетки и настилов покрытий — $1/150 l$, где l — расчетный пролет балки.

Величины изгибающих моментов и прогибов балок вычисляют по общим формулам строительной механики. Для балки на двух опорах, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, момент и относительный прогиб вычисляют по формулам:

$$M = \frac{q l^2}{8}; \quad (1.10)$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5 q l^3}{384 E J}. \quad (1.11)$$

Расчетный пролет принимают равным расстоянию между центрами опор балки. Если ширина опирания балки в предварительных расчетах неизвестна, то за расчетный пролет балки принимают пролет в свету l_0 , увеличенный на 5%, т. е. $l = 1,05 l_0$.

При расчете элементов из цельных бревен или бревен, опиленных на один, два или четыре канта, учитывают их естественный сбеж (коничность). При равномерно распределенной нагрузке расчет ведут по сечению в середине пролета.

Пример 1.5. Запроектировать и рассчитать чердачное перекрытие по деревянным балкам, расположенным через $B = 1$ м одна от другой. Ширина помещения (пролет в свету) $l_0 = 5$ м.

Решение. Выбираем такую конструкцию перекрытия (рис. 1.3, а). К деревянным балкам 1, опирающимся на стены зда-

ния, прибиты черепные бруски 2, на которые уложены щиты наката 3, состоящие из сплошного дощатого настила и подшитых к нему четырех брусков (рис. 1.3, б). Снизу к брускам наката прибита сухая гипсовая штукатурка 4, покрытая с изнанки битумом. Сверху по настилу щита сначала уложена пароизоляция 5 в виде слоя им-прегнированной глины толщиной 2 см, а затем утеплитель 6 — вспученный перлит, вермикулит или другие негорюемые засыпные материалы, заготавливаемые на базе местного сырья и имеющие плотность (объемную массу) $\gamma = 200-350 \text{ кг/м}^3$. Толщина слоя

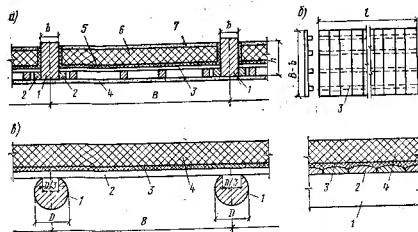


Рис. 1.3. К расчету балок чердачных перекрытий

утеплителя 12 см. Поверх утеплителя устроена защитная известково-песчаная корка 7 толщиной 2 см.

Подсчет нагрузок. Определяем нагрузки на 1 м^2 перекрытия (табл. 1.1).

ТАБЛИЦА 1.1

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/м²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кгс/м²
Известково-песчаная корка, $0,02 \times 1600$	32	1,2	38,4
Утеплитель, $0,12 \cdot 350$	42	1,2	50,4
Глиняная смазка, $0,02 \cdot 1600$	32	1,2	38,4
Щиты наката (настил + 50% на брусках), $0,019 \cdot 500 \cdot 1,5$	14,2	1,1	15,6
Сухая штукатурка с битумом, $0,01 \times 1500 + 1$	16	1,1	17,6
Полезная нагрузка [3]	75	1,4	105
Итого	211	—	265

Собственный вес балок не учитываем, так как нагрузки от всех других элементов перекрытия, перечисленных в таблице, принимались распределенными на всю площадь без исключения участков, занятых балками.

Расчет балок перекрытия. При расстановке балок через 1 м погонная нагрузка на балку: нормативная $q'' = 211 \cdot 1 = 211 \text{ кгс/м}$; расчетная $q = 265 \cdot 1 = 265 \text{ кгс/м}$. Расчетный пролет балки $l = 1,05 \cdot 6 = 1,05 \cdot 5 = 5,25 \text{ м}$.

Изгибающий момент по формуле (1.10)

$$M = \frac{265 \cdot 5,25^2}{8} = 913 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления балки

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R_n} = \frac{913}{130} = 703 \text{ см}^3.$$

Задаваясь шириной сечения $b = 10 \text{ см}$, найдем

$$h_{\text{тр}} = \sqrt{\frac{6W_{\text{тр}}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 703}{10}} = 20,6 \text{ см}.$$

Принимаем балку сечением $b \times h = 10 \times 22 \text{ см}$ с $W = 807 \text{ см}^3$ и $J = 8873 \text{ см}^4$.

Относительный прогиб по формуле (1.11)

$$\frac{f}{l} = \frac{5,2 \cdot 11 \cdot 525^3}{384 \cdot 10^3 \cdot 8873} = \frac{1}{223} < \frac{1}{200}.$$

Расчет щита наката. Расчет настила щита производим для двух случаев нагружения:

а) постоянная и временная нагрузка;

б) монтажная сосредоточенная расчетная нагрузка $P = 120 \text{ кгс}$.

Расчет настила по первому случаю ведем для полосы шириной 1 м. Нагрузка на 1 пог. м расчетной полосы: $q'' = 211 \text{ кгс/м}$, $q = 265 \text{ кгс/м}$.

Расчетный пролет настила

$$l_n = B - b - 2 \frac{a}{2} = 100 - 10 - 2 \frac{4}{2} = 86 \text{ см}.$$

Здесь B — расстояние между осями балок;

b — ширина сечения балки;

a — ширина сечения черепного бруска.

Изгибающий момент

$$M = \frac{265 \cdot 0,86^2}{8} = 24,5 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Толщину досок настила принимаем равной $\delta = 19 \text{ мм}$.

Моменты сопротивления и инерции расчетной полосы настила равны:

$$W = \frac{100 \cdot 1,9^3}{6} = 50,2 \text{ см}^3;$$

$$J = \frac{100 \cdot 1,9^4}{12} = 57,2 \text{ см}^4.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{2450}{60,2} = 40,8 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{5,2 \cdot 11 \cdot 86^3}{384 \cdot 10^3 \cdot 57,2} = \frac{1}{326} < \frac{1}{200}.$$

Значительные запасы прочности и жесткости настила позволяют применить для его изготовления полуобрезные доски III сорта. При уменьшении толщины настила до 16 мм прогиб его будет более предельного.

При наличии подшитых снизу распределительных брусков сосредоточенный груз принимаем распределенным на ширину настила 0,5 м [1]. Груз считаем приложенным в середине пролета настила.

Изгибающий момент

$$M = \frac{Pl_n}{4} = \frac{120 \cdot 86}{4} = 2580 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления расчетной полосы

$$W = \frac{50 \cdot 1,9^3}{6} = 30,1 \text{ см}^3.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{2580}{30,1} = 86 < 130 \cdot 1,2 = 156 \text{ кгс/см}^2.$$

где 1,2 — коэффициент, учитывающий кратковременность действия монтажной нагрузки.

Пример 1.6. Рассчитать балку чердачного перекрытия сельскохозяйственного здания временного назначения (рис. 1.3, в). Расчетный пролет $l = 4,8 \text{ м}$; шаг расстановки балок $B = 1,2 \text{ м}$.

Решение. Перекрытие устраиваем по балкам / из бревен, на которые укладываем простильный накат 2 из горбылей толщиной 3,2 см. По накату наносим глиняную смазку 3 толщиной слоя 2 см ($\gamma = 1600 \text{ кг/м}^3$) и отопляющий слой 4 толщиной 10 см из глиносолом плотностью не более 600 кг/м^3 .

Подсчет нагрузок. Вычисляем нагрузку на 1 пог. м балки (табл. 1.2).

ТАБЛИЦА 1.2

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/м	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кгс/м
Глиносолома, 0,10-600-1,2	72	1,2	86,4
Смазка глиной, 0,02-1600-1,2	38,4	1,2	46,1
Накат из горбылей, 0,032-500-1,2	19,2	1,1	21,1
Балка ориентировочно $D=20$ см, 0,25-3,14-0,25-500	15,7	1,1	17,3
Полезная нагрузка [3], 75-1,2	90	1,4	126
Итого	235	—	297

Расчет балки. Более невыгодным для балок из бревен обычно бывает расчет по второму предельному состоянию.

Требуемый момент инерции сечения при $[f] = 1/200$

$$J_{тр} = \frac{5q^4 l^4}{84E[f]} = \frac{5 \cdot 2,35 \cdot 480^4 \cdot 200}{384 \cdot 10^9} = 6780 \text{ см}^4.$$

Бревна балок для укладки по ним наката отесываются на один кант шириной $D/3$. Момент инерции и момент сопротивления бревна с учетом такой стески определяем по формулам (приложение 3)

$$J_x = 0,0476 D^4 \text{ и } W_x = 0,096 D^3.$$

Приравнявая $J_{тр} = 0,0476 D^4$, находим требуемый диаметр бревна:

$$D_{тр} = \sqrt[4]{\frac{J_{тр}}{0,0476}} = \sqrt[4]{\frac{6780}{0,0476}} = 19,5 \text{ см.}$$

Принимаем в расчетном сечении (в середине пролета) $D = 20$ см. Тогда диаметр бревна в тонком конце (отрубе) по формуле (1.8)

$$D_0 = D - 0,008 \frac{l_0}{2} = 20 - 0,008 \frac{500}{2} = 18 \text{ см,}$$

где $l_0 = 480 + 20 = 500$ см — полная длина балки.

Проверим прочность балки. Максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{297 \cdot 4,8^2}{8} = 856 \text{ кгс-м.}$$

Момент сопротивления сечения

$$W_x = 0,096 \cdot 20^3 = 768 \text{ см}^3.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{85600}{768} = 111 < 150 \text{ кгс/см}^2,$$

где 150 кгс/см^2 — расчетное сопротивление изгибу R_n элементов конструкций временных зданий и сооружений [5].

§ 4. РАСТЯНУТО-ИЗГИБАЕМЫЕ И СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Растянуто-изгибаемые и сжато-изгибаемые элементы подвергаются одновременному воздействию осевых сил и изгибающего момента, возникающего в результате поперечного изгиба стержня или внецентренного приложения продольных сил.

Растянуто-изгибаемые стержни рассчитывают по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_{ст}} + \frac{M}{W_{ст}} \cdot \frac{R_p}{R_n} \leq R_p. \quad (1.12)$$

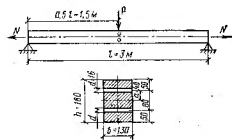


Рис. 1.4. Растянуто-изгибаемый элемент

Расчет сжато-изгибаемых стержней в плоскости изгиба ведут по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_{ст}} + \frac{M}{\xi W_{ст}} \cdot \frac{R_c}{R_n} \leq R_n \quad (1.13)$$

где ξ — коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы при деформации стержня, определяемый по формуле

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \cdot \frac{N}{R_n F_{оп}}. \quad (1.14)$$

Сжато-изгибаемые стержни с меньшей жесткостью поперечного сечения в плоскости, перпендикулярной изгибу, необходимо проверить в этой плоскости на общую устойчивость без учета изгибающего момента по формуле (1.3).

Пример 1.7. Проверить прочность бруса сечением 13×18 см (рис. 1.4), растягиваемого силой $N = 10\,000$ кгс и изгибаемого сосредоточенным грузом $P = 380$ кгс, приложенным в середине пролета $l = 3$ м. Сечение стержня в этом месте ослаблено двумя отверстиями для болтов $d = 16$ мм.

Решение. Максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{380 \cdot 3}{4} = 285 \text{ кгс-м.}$$

Площадь сечения нетто

$$F_{ст} = b(h - 2d) = 18(18 - 2 \cdot 16) = 192 \text{ см}^2.$$

КПО в г. Череповец
Ив. № 1053

19 г.

Момент инерции ослабленного сечения

$$J_{\text{ит}} = \frac{bh^3}{12} - 2bda^2 = \frac{13 \cdot 18^3}{12} - 2 \cdot 13 \cdot 1,6 \cdot 4^2 = 5750 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления

$$W_{\text{ит}} = \frac{J_{\text{ит}}}{0,5h} = \frac{5750}{9} = 639 \text{ см}^3.$$

Напряжение по формуле (1.12)

$$\sigma = \frac{10\,000}{192,4} + \frac{28\,500}{639} \cdot \frac{80}{130} = 79,4 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

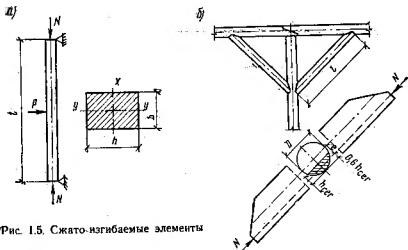


Рис. 1.5. Сжато-изгибаемые элементы

Пример 1.8. Проверить прочность и устойчивость сжато-изгибаемого стержня, шарнирно-опертого по концам (рис. 1.5, а). Размеры сечения $b \times h = 13 \times 18 \text{ см}$, длина стержня $l = 4 \text{ м}$. Расчетная сжимающая сила $N = 6500 \text{ кгс}$, расчетная сосредоточенная сила, приложенная в середине длины стержня, $P = 400 \text{ кгс}$.
Решение. Проверим прочность стержня в плоскости изгиба.

Расчетный изгибающий момент от поперечной нагрузки

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{400 \cdot 4}{4} = 400 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Площадь сечения $F = 13 \cdot 18 = 234 \text{ см}^2$. Момент сопротивления сечения $W_x = bh^2/6 = 702 \text{ см}^3$.

Радиус инерции сечения относительно оси X

$$r_x = 0,29 h = 0,29 \cdot 18 = 5,2 \text{ см}.$$

Гибкость стержня

$$\lambda_x = \frac{400}{5,2} = 77.$$

Коэффициент по формуле (1.14)

$$\xi = 1 - \frac{77^2}{3100} \cdot \frac{6500}{130 \cdot 234} = 0,59.$$

Напряжение по формуле (1.13)

$$\sigma = \frac{6500}{234} + \frac{40\,000}{0,59 \cdot 702} \cdot \frac{130}{130} = 124 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверим устойчивость стержня в плоскости, перпендикулярной изгибу.

Радиус инерции сечения относительно оси Y

$$r_y = 0,29 b = 0,29 \cdot 13 = 3,76 \text{ см}.$$

Гибкость стержня относительно оси Y

$$\lambda_y = \frac{400}{3,76} = 106 < 120.$$

Коэффициент продольного изгиба (по приложению 2) $\varphi = 0,276$.
Напряжение по формуле (1.3)

$$\sigma = \frac{6500}{0,276 \cdot 234} = 100 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Пример 1.9. Проверить сечение подкоса из бревна (рис. 1.5, б). Подкос сжимается силой $N = 10\,000 \text{ кгс}$, которая приложена внецентренно, так как центр тяжести площадк упора не совпадает с осью подкоса. Длина подкоса $l = 315 \text{ см}$. Диаметр бревна в расчетном сечении (по середине длины стержня) $D = 21,2 \text{ см}$. Стрела сегмента площадк упора $h_{\text{сег}} = 5,7 \text{ см}$.

Решение. Принимая приблизительно расстояние от центра тяжести кругового сегмента до его основания равным $0,4 h_{\text{сег}}$, находим величину эксцентриситета:

$$e = 0,5 D - 0,6 h_{\text{сег}} = 0,5 \cdot 21,2 - 0,6 \cdot 5,7 = 7,2 \text{ см}.$$

Изгибающий момент

$$M = Ne = 10\,000 \cdot 7,2 = 72\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Площадь и момент сопротивления расчетного сечения равны:

$$F = \frac{\pi D^2}{4} = 353 \text{ см}^2; \quad W = \frac{\pi D^3}{32} = 936 \text{ см}^3.$$

Гибкость стержня

$$\lambda = \frac{l}{r} = \frac{315}{0,25 \cdot 21,2} = 59,5.$$

Коэффициент по формуле (1.14)

$$\xi = 1 - \frac{59,5^2}{3100} \cdot \frac{10\,000}{353 \cdot 130} = 0,75.$$

Напряжение по формуле (1.13)

$$\sigma = \frac{10\,000}{353} + \frac{72\,000}{936 \cdot 0,75} = 130,6 \approx 130 \text{ кгс/см}^2.$$

ГЛАВА 2

РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 5. СОЕДИНЕНИЯ НА ВРУБКАХ

Элементы на врубках соединяют преимущественно в виде лобовых врубок с одним зубом (рис. 2.1). Лобовые врубки рассчитывают на смятие и на скалывание исходя из условия, чтобы расчет-

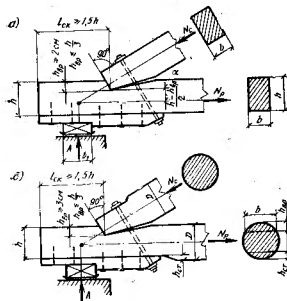


Рис. 2.1. Лобовая врубка

ное усилие, действующее на соединение, не превышало расчетной несущей способности последнего.

Расчет лобовых врубок на смятие производят по основной рабочей плоскости смятия, располагаемой перпендикулярно оси примыкающего сжатого элемента, на полное усилие, действующее в этом элементе.

Расчетную несущую способность соединения из условия смятия определяют по формуле

$$T_{см} = F_{см} R_{см\alpha}, \quad (2.1)$$

где $F_{см}$ — площадь смятия;

$R_{см\alpha}$ — расчетное сопротивление древесины смятию под углом α к направлению волокон, определяемое по формуле

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{смю}} - 1 \right) \sin^2 \alpha}. \quad (2.2)$$

Расчетное сопротивление смятию $R_{см\alpha}$ для древесины сосны и ели, вычисленное по формуле (2.2), можно определить по графику приложения 4.

Глубина врубок в опорных узлах стержневых конструкций должна быть не менее $1/4 h$, а в промежуточных узлах — не менее $1/4 h$, где h — размер сечения элемента по направлению врубки.

Расчетную несущую способность соединения из условия скалывания определяют по формуле

$$T_{ск} = F_{ск} R_{ск}^{cp}, \quad (2.3)$$

где $F_{ск}$ — площадь скалывания;

$R_{ск}^{cp}$ — расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию.

Длина площадки скалывания $l_{ск}$ в лобовых врубках должна быть не менее $1,5 h$. Среднее по площадке скалывания расчетное сопротивление скалыванию при длине площадки не более $2 h$ и десяти глубин врезы в соединениях из сосны и ели принимают равным $R_{ск}^{cp} = 12 \text{ кгс/см}^2$.

При длине $l_{ск}$ более $2 h$ расчетное сопротивление скалыванию снижается и принимается по табл. 2.1.

ТАБЛИЦА 2.1

$\frac{l_{ск}}{h}$	2	2,2	2,4	2,6	2,8	3	3,2	3,33
$R_{ск}^{cp}, \text{ кгс/см}^2$	12	11,4	10,9	10,4	10	9,5	9,2	9

Для промежуточных значений отношения $l_{ск}/h$ величины расчетных сопротивлений определяют по интерполяции.

Пример 2.1. Проверить несущую способность опорного узла фермы, решенного лобовой врубкой с одним зубом (рис. 2.1, а). Сечение брусев $b \times h = 15 \times 20 \text{ см}$; угол между поясами $\alpha = 21^\circ 48'$ ($\sin \alpha = 0,371$; $\cos \alpha = 0,928$); глубина врубки $h_{вр} = 5,5 \text{ см}$; длина площадки скалывания $l_{ск} = 10 \text{ см}$; $h_{вр} = 55 \text{ см}$; расчетное сжимающее усилие в верхнем поясе $N_c = 8900 \text{ кгс}$.

Решение. Расчетное сопротивление древесины смятию под углом по формуле (2.2)

$$R_{см\alpha} = \frac{130}{1 + \left(\frac{130}{30} - 1 \right) 0,371^2} = 111 \text{ кгс/см}^2.$$

Площадь смятия

$$F_{см} = \frac{b h_{вр}}{\cos \alpha} = \frac{15 \cdot 5,5}{0,928} = 88,8 \text{ см}^2.$$

Несущая способность соединения из условия прочности на смятие по формуле (2.1)

$$T_{см} = 88,8 \cdot 111 = 9870 > N_0 = 8900 \text{ кгс}.$$

Расчетное усилие, действующее по площадке скалывания,

$$T = N_p = N_0 \cos \alpha = 8900 \cdot 0,928 = 8270 \text{ кгс}.$$

Площадь скалывания

$$F_{ск} = l_{ск} b = 55 \cdot 15 = 825 \text{ см}^2.$$

Расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию при отношении $l_{ск}/h = 55/20 = 2,75 - R_{ск}^{cp} = 10,1 \text{ кгс/см}^2$ (см. табл. 2.1).

Несущая способность соединения из условия прочности на скалывание по формуле (2.3)

$$T_{ск} = 825 \cdot 10,1 = 8330 > 8270 \text{ кгс}.$$

Пример 2.2. Рассчитать лобовую врубку опорного узла треугольной стропильной фермы (рис. 2.1, б). Пояса фермы выполнены из бревен с расчетным диаметром в узле $D = 22 \text{ см}$. Угол между поясами $\alpha = 26^\circ 30'$ ($\sin \alpha = 0,446$; $\cos \alpha = 0,895$). Расчетное сжимающее усилие в верхнем поясе $N_0 = 10\,000 \text{ кгс}$.

Решение. Расчетное сопротивление древесины смятию при заданном угле $R_{см\alpha} = 100 \text{ кгс/см}^2$ (приложение 4).

Требуемая площадь смятия

$$F_{см} = \frac{N_0}{R_{см\alpha}} = \frac{10\,000}{100} = 100 \text{ см}^2.$$

Площадь смятия направлена наклонно к оси нижнего пояса, поэтому площадь сегмента по нормали к оси равна

$$F_{сег} = F_{см} \cos \alpha = 100 \cdot 0,895 = 89,5 \text{ см}^2.$$

Пользуясь приложением 1, находим, что при $D = 22 \text{ см}$ ближайшая площадь $F_{сег} = 93,9 \text{ см}^2$ соответствует глубине врубки $h_{вр} = 6,5 \text{ см}$.

Принимаем $h_{вр} = 6,5 \text{ см}$, что меньше предельной глубины врубки, которая в данном случае с учетом необходимой полстески бревна нижнего пояса на глубину $h_{от} = 2 \text{ см}$ составляет

$$[h_{вр}] = \frac{1}{3} h - \frac{D - h_{от}}{3} = \frac{22 - 2}{3} = 6,67 \text{ см}.$$

Длина хорды врубки (ширина плоскости скалывания) при $h_{вр} = 6,5 \text{ см} - b = 20,1 \text{ см}$ (приложение 1).

Требуемая длина плоскости скалывания при $R_{ск}^{cp} = 12 \text{ кгс/см}^2$:

$$l_{ск} = \frac{N_0 \cos \alpha}{b R_{ск}^{cp}} = \frac{10\,000 \cdot 0,895}{20,1 \cdot 12} = 37,1 \text{ см}.$$

Принимаем $l_{ск} = 38 \text{ см}$, что больше $1,5 h = 1,5 (22 - 2) = 30 \text{ см}$. Так как длина плоскости скалывания получилась меньше $2 h - 2 (22 - 2) = 40 \text{ см}$, то принятая величина $R_{ск}^{cp} = 12 \text{ кгс/см}^2$ соответствует нормам.

Подбалку устраиваем из пластин диаметром 22 см. Для опорной подушки принимаем такую же пластину со стеской сверху на 2 см, что обеспечит ширину опирания $b_1 = 12,6 \text{ см}$ (приложение 1).

Напряжение смятия по площади соприкосновения подбалки и опорной подушки

$$\sigma = \frac{N_0 \sin \alpha}{F_{см}} = \frac{10\,000 \cdot 0,446}{22 \cdot 12,6} = 16,2 < 24 \text{ кгс/см}^2.$$

где 24 кгс/см^2 — расчетное сопротивление смятию $R_{см\alpha}$ поперек волокон в опорных плоскостях конструкций.

§ 6. СОЕДИНЕНИЯ НА СТАЛЬНЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ НАГЕЛЯХ

Расчетную несущую способность на один срез стального цилиндрического нагеля в соединениях элементов из сосны и ели при направлении усилий вдоль волокон элементов определяют по формулам:

по изгибу нагеля

$$T_n = 180 d^3 + 2 a^3, \text{ но не более } 250 d^3; \quad (2.4a)$$

по смятию среднего элемента толщиной c

$$T_c = 50 cd; \quad (2.4б)$$

по смятию крайнего элемента толщиной a

$$T_a = 80 ad. \quad (2.4в)$$

Число нагелей n_n , которые должны быть поставлены в соединении для передачи усилия N , находят из выражения

$$n_n = \frac{N}{n_c T_n}, \quad (2.5)$$

где T_n — меньшее из трех значений несущей способности нагеля, вычисленных по формулам (2.4);

n_0 — число срезов нагеля.

Расчетную несущую способность нагеля T_n можно определить также, пользуясь приложением 5.

Расстояние между осями нагелей должно быть не менее: вдоль волокон — $s_1 = 7d$; поперек волокон — $s_2 = 3,5d$ и от кромки элемента — $s_3 = 3d$.

Расчетную несущую способность стального цилиндрического нагеля T_n при направлении усилия под углом α к волокнам элементов определяют как меньшую из трех по формулам:

$$T_n = \sqrt{k_a}(180d^2 + 2a^3), \text{ но не более } \sqrt{k_a} 250d^2; \quad (2.5a)$$

$$T_n = k_a 50cd; \quad (2.6b)$$

$$T_n = k_a 80ad, \quad (2.6a)$$

где k_a — коэффициент, определяемый по табл. 2.2.

ТАБЛИЦА 2.2

Угол α , в град	Коэффициент k_a для стальных нагелей диаметром d см					
	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,2
30	0,95	0,925	0,9	0,9	0,9	0,9
60	0,75	0,725	0,7	0,675	0,65	0,625
90	0,7	0,65	0,6	0,575	0,55	0,525

Примечание Значения коэффициента k_a для промежуточных углов определяют по интерполяции.

Пример 2.3. Стык нижнего растянутого пояса стропильной фермы (рис. 2.2, а) выполнен посредством дощатых накладок, соединенных с поясом нагелями из круглой стали. Пояс — из бревен диаметром в месте стыка 19 см. Для плотного прилегания накладок бревна отесаны с двух сторон по 3 см до толщины $s = 13$ см. Накладки приняты из досок сечением $a \times h = 6 \times 18$ см. Расчетное растягивающее усилие $N = 12\,700$ кс. Рассчитать соединение.

Решение. Диаметр нагелей назначают примерно равным $(0,2-0,25)a$, где a — толщина накладки. Принимаем $d = 1,6$ см. Определяем расчетную несущую способность нагеля на один срез по формулам (2.4):

$$T_n = 180 \cdot 1,6^2 + 2 \cdot 6^3 = 533 \text{ кс} < 250 \cdot 1,6^2 = 640 \text{ кс};$$

$$T_n = 50 \cdot 13 \cdot 1,6 = 1040 \text{ кс};$$

$$T_n = 80 \cdot 6 \cdot 1,6 = 768 \text{ кс}.$$

Наименьшая расчетная несущая способность $T_n = 683$ кс. Нагели двухсрезовые. Требуемое число нагелей по формуле (2.5)

$$n_n = \frac{12\,700}{2 \cdot 683} = 11,9 \text{ шт.}$$

Принимаем 12 нагелей, из них 4 болта с каждой стороны стыка. Нагели располагаем в два продольных ряда.

Расстояние между нагелями вдоль волокон

$$s_1 = 7d = 7 \cdot 1,6 = 11,2 \text{ см (принимаем 12 см)}.$$

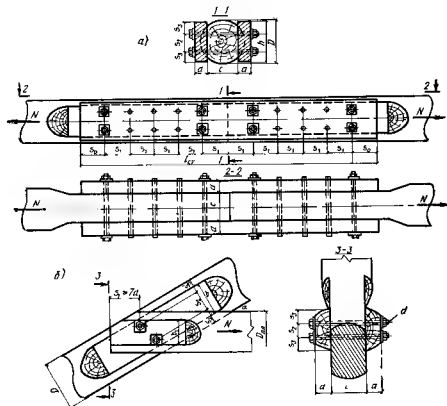


Рис. 2.2 Соединения на стальных цилиндрических нагелях

Расстояние от оси нагелей до кромки накладок

$$s_3 = 3d = 3 \cdot 1,6 = 4,8 \text{ см (принимаем 5 см)}.$$

Расстояние между нагелями поперек волокон

$$s_2 = h - 2s_3 = 18 - 2 \cdot 5 = 8 \text{ см} > 3,5d = 5,6 \text{ см}.$$

Площадь нетто сечения пояса за вычетом боковых стесок и ослаблений отверстиями для нагелей

$$F_{\text{нет}} = \frac{\pi D^2}{4} - 2F_{\text{сег}} - 2dc = 284 - 2 \cdot 28,8 - 2 \cdot 1,6 \cdot 13 = 184,2 \text{ см}^2.$$

Площадь ослабленного сечения накладок

$$F_{нт} = 2a(h - 2d) = 2 \cdot 6(18 - 2 \cdot 1,6) = 177,6 \text{ см}^2.$$

Напряжение растяжения в накладках

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} = \frac{12700}{177,6} = 71,6 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

Пример 2.4. В ригеле наслонных стропил (рис. 2.2, б) возникает растягивающее усилие $N = 2500$ кгс. Ригель устроен из двух пластин диаметром $D_{пл} = 18$ см. Пластины охватывают с двух сторон стропильную ногу из бревна $D = 22$ см и крепятся к ней двумя болтами $d = 18$ мм, работающими как двухрезные нагели. Глубина стески стропильной ноги в месте примыкания ригеля $h_{ст} = 3$ см. Для плотного прилегания шайб болтов пластины стесаны на глубину $h_{ст} = 2$ см. Угол между направлением ригеля и стропильной ноги $\alpha = 30^\circ$. Проверить прочность соединения.

Решение. Несущую способность стального цилиндрического нагеля на один срез при направлении усилия под углом к волокнам определяем по формулам (2.6):

$$T_n = \sqrt{0,9(180 \cdot 1,8^2 + 2 \cdot 7^2)} = 647 \text{ кгс} < \sqrt{0,9 \cdot 250 \cdot 1,8^2} = 770 \text{ кгс};$$

$$T_c = 0,9 \cdot 50 \cdot 16 \cdot 1,8 = 1296 \text{ кгс};$$

$$T_a = 0,9 \cdot 80 \cdot 7 \cdot 1,8 = 907 \text{ кгс}.$$

Здесь 0,9 — коэффициент k_a , определяемый по табл. 2.2;

$c = 2 - 2h_{ст} = 22 - 2 \cdot 3 = 16$ см — толщина среднего элемента;
 $a = 0,5 D_{пл} - h_{ст} = 0,5 \cdot 18 - 2 = 7$ см — толщина крайнего элемента.

Наименьшая несущая способность нагеля $T_n = 647$ кгс. Полная несущая способность соединения $n_n n_c T_n = 2 \cdot 2 \cdot 647 = 2588 > 2500$ кгс. Расстояние от оси нагеля до торца ригеля принимаем $s_1 = 13$ см $> 7 \cdot 1,8 = 12,6$ см. Расстояние между осями нагелей поперек к оси ригеля принимаем $s_2 = 6$ см и поперек к оси стропильной ноги $s_2 = 9$ см.

§ 7. СОЕДИНЕНИЯ НА ГВОЗДЯХ

Размеры проволочных гвоздей круглого сечения, применяемые в деревянных конструкциях (ГОСТ 4028—68), приведены в табл. 2.3.

ТАБЛИЦА 2.3

$d_{гв}$ — диаметр гвоздя в мм	3	3,5	4	5	6
$l_{гв}$ — длина гвоздя в мм	70; 80	90	100; 120	120; 150	150; 200

Несущая способность гвоздей не зависит от угла между направлениями действующего усилия и волокон древесины.

Расчетную несущую способность гвоздя в двухрезных симметричных соединениях определяют отдельно на срез со стороны пробиваемого гвоздем элемента a по формулам:

$$T'_a = 250d_{гв}^2 + a^2, \text{ но не более } 400d_{гв}^2; \quad (2.7a)$$

$$T'_c = 50cd_{гв}; \quad (2.7б)$$

$$T'_s = 80ad_{гв} \quad (2.7в)$$

и на срез со стороны непробиваемого насквозь крайнего элемента по формулам:

$$T''_a = 250d_{гв}^2 + a_{гв}^2; \quad (2.8a)$$

$$T''_s = 80a_{гв} d_{гв}. \quad (2.8б)$$

Здесь $a_{гв}$ — расчетная длина защемления конца гвоздя в непробиваемом насквозь крайнем элементе, определяемая из выражения

$$a_{гв} = l_{гв} - a - c - 2 \eta_{ш} - 1,5 d_{гв}, \quad (2.9)$$

где $\eta_{ш}$ — число швов, пробитых гвоздем.

Если $a_{гв}$ получится меньше 4 $d_{гв}$, то работу конца гвоздя не учитывают. Число гвоздей, которые должны быть поставлены в соединении, определяют из выражения

$$n_{гв} = \frac{N}{T'_{гв} + T''_{гв}}, \quad (2.10)$$

где $T'_{гв}$ и $T''_{гв}$ — меньшие из значений, определяемых соответственно по формулам (2.7) и (2.8).

За расчетную несущую способность гвоздя $T_{гв}$ в однорезных соединениях принимают меньшее из двух значений, определяемых по формулам:

$$T_{гв} = 250d_{гв}^2 + a_0^2, \text{ но не более } 400d_{гв}^2; \quad (2.11a)$$

$$T_{гв} = 35c_0 d_{гв}, \quad (2.11б)$$

где a_0 и c_0 — соответственно меньшая и большая длина защемления гвоздя в соединяемых элементах ($a_0 = a_{гв}$ и $c_0 = a$ при $a > a_{гв}$;

$a_0 = a$ и $c_0 = a_{гв}$ при $a < a_{гв}$).

Расстояние между осями гвоздей вдоль волокон древесины должно быть не менее $s_1 = 15 d_{гв}$ при толщине пробиваемого элемента $a \geq 10 d_{гв}$ и $s_1 = 25 d_{гв}$ при $a = 4 d_{гв}$. Для промежуточных значений толщины a расстояние s_1 определяют по интерполяции. Расстояние от гвоздя до торца элемента должно быть не менее $s = 15 d_{гв}$. Расстояние между осями гвоздей поперек волокон древесины s_2 и от крайнего ряда гвоздей до продольной кромки элемента s_3 — не менее 4 $d_{гв}$.

При расстановке гвоздей под углом $\alpha \leq 45^\circ$ косыми рядами расстояние s_3 может быть уменьшено до 3 $d_{гв}$. При встречной забивке

гвоздей, если их концы заходят один на другой не более чем на $1/2$ толщины среднего элемента, разрешается сохранять одинаковую разметку гвоздей с каждой стороны соединения.

Пример 2.5. Усилие $N = 3800$ кгс передается от одной средней доски сечением $c \times h = 4 \times 15$ см (рис. 2.3, а) двум крайним доскам сечением $a \times h = 3,2 \times 15$ см с помощью гвоздей. Требуется рассчитать соединение и расставить гвозди.

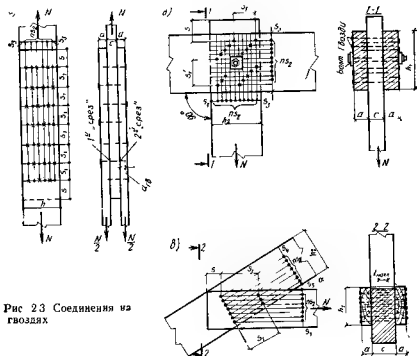


Рис. 2.3 Соединения из гвоздях

Решение. Суммарная толщина пакета досок в месте соединения $b = a + c + a = 3,2 + 4 + 3,2 = 10,4$ см. Длину гвоздя выбираем с таким расчетом, чтобы не пробивать пакет насквозь. Принимаем $l_{гв} = 100$ мм; $d_{гв} = 4$ мм.

Расчетная длина защемления конца гвоздя в непробиваемом пакт-связь крайнем элементе по формуле (2.9)

$$a_{гв} = 100 - 40 - 32 - 2 \cdot 2 - 1,5 \cdot 4 = 18 \text{ мм} > 4 \text{ мм} = d_{гв} = 16 \text{ мм}.$$

Несущая способность гвоздя для первого среза по формулам (2.7):

$$T'_H = 250 \cdot 0,4^2 + 3,2^2 = 50,2 \text{ кгс} < 400 \cdot 0,4^2 = 64 \text{ кгс};$$

$$T'_C = 50 \cdot 4 \cdot 0,4 = 80 \text{ кгс};$$

$$T'_S = 80 \cdot 3,2 \cdot 0,4 = 102 \text{ кгс}.$$

Несущая способность гвоздя для второго среза по формулам (2.8):

$$T'_S = 250 \cdot 0,4^2 + 1,8^2 = 43,2 \text{ кгс};$$

$$T'_S = 80 \cdot 1,8 \cdot 0,4 = 57,6 \text{ кгс}.$$

Суммарная наименьшая несущая способность двухсрезного гвоздя

$$T'_{гв} + T'_{гв} = 50,2 + 43,2 = 93,4 \text{ кгс}.$$

Требуемое число гвоздей в соединении по формуле (2.10)

$$n_{гв} = \frac{3800}{93,4} = 40,8 \text{ шт.}$$

Принимаем 42 гвоздя, размещая их в семь рядов по шесть гвоздей в ряду. Для обеспечения равномерной работы крайних элементов необходимо половину гвоздей забить с лицевой стороны стыла (на рис. 2.3, а показаны точками), а другую половину — с тыльной стороны (показаны крестиками).

Расстояние от крайнего ряда гвоздей до торца доски должно быть не менее

$$s = 15 \text{ мм} = 15 \cdot 0,4 = 6 \text{ см}.$$

Отношение толщины крайней доски к диаметру гвоздя

$$\frac{a}{d_{гв}} = \frac{3,2}{0,4} = 8.$$

При этом отношении минимальное расстояние между рядами гвоздей вдоль волокон определяем по интерполяции:

$$s_1 = \left[15 + \frac{(25 - 15)(10 - 8)}{10 - 4} \right] d_{гв} = 18,3 d_{гв} = 18,3 \cdot 0,4 = 7,3 \text{ см}.$$

Принимаем $s_1 = s = 7,5$ см.

Полная длина соединения

$$l_{сг} = 8 \text{ см} = 8 \cdot 7,5 = 60 \text{ см}.$$

Расстояние между гвоздями поперек волокон s_2 и от продольной кромки доски до крайних гвоздей s_3 должны быть не менее

$$s_2 = s_3 = 4 \text{ мм} = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ см}.$$

Принимаем $s_2 = 2$ см и $s_3 = 2,5$ см. Тогда

$$5 s_2 + 2 s_3 = 5 \cdot 2 + 2 \cdot 2,5 = 15 \text{ см} = h.$$

Площадь нетто средней доски за вычетом ослабления гвоздями

$$F_{гв} = ch - n_{гв} \cdot d_{гв} \cdot c = 4 \cdot 15 - 6 \cdot 0,4 \cdot 4 = 50,4 \text{ см}^2.$$

Напряжение растяжения

$$\sigma = \frac{3800}{50,4} = 75,5 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

Пример 2.6. Растянутая подвеска из доски сечением $s \times h_1 = 6 \times 18$ см прикреплена гвоздями к поясу, состоящему из двух досок $a \times h_2 = 5 \times 20$ см (рис. 2.3, б). Расчетное усилие $N = 2800$ кгс. Требуется рассчитать и сконструировать соединение.

Решение. Принимаем $d_{гв} = 5$ мм, $l_{гв} = 150$ мм. Расчетная длина защемления конца гвоздя в крайнем элементе по формуле (2.9)

$$a_{гв} = 150 - 50 - 60 - 2 \cdot 2 - 1,5 \cdot 5 = 28,5 \text{ мм} > d_{гв} = 20 \text{ мм}.$$

Расчетная несущая способность по первому срезу гвоздя по формулам (2.7):

$$T'_a = 250 \cdot 0,5^2 + 5^2 = 87,5 \text{ кгс} < 400 \cdot 0,5^2 = 100 \text{ кгс};$$

$$T'_c = 50 \cdot 6 \cdot 0,5 = 150 \text{ кгс};$$

$$T'_a = 80 \cdot 5 \cdot 0,5 = 200 \text{ кгс}.$$

Расчетная несущая способность по второму срезу гвоздя по формулам (2.8):

$$T''_a = 250 \cdot 0,5^2 + 2,85^2 = 70,5 \text{ кгс};$$

$$T''_a = 80 \cdot 2,85 \cdot 0,5 = 114 \text{ кгс}.$$

Наименьшая полная несущая способность двухсрезного гвоздя

$$T'_{гв} + T''_{гв} = 87,5 + 70,5 = 158 \text{ кгс}.$$

Необходимое число гвоздей для прикрепления подвески к поясу по формуле (2.10).

$$n_{гв} = \frac{2800}{158} \approx 18 \text{ шт.}$$

Гвозди размещены косыми рядами (см. рис. 2.3, б) с соблюдением норм расстановки для каждого элемента. Угол наклона косых рядов равен 45° . Расстояние от крайнего гвоздя до торца подвески должно быть не менее $s = 15 \cdot 0,5 = 7,5$ см. Расстояние между гвоздями поперек волокон принимаем равным $s_2 = 3 d_{гв} = 3 \cdot 0,5 = 1,5$ см. Расстояние от крайних гвоздей до продольных кромок должно быть не менее $s_3 = 4 d_{гв} = 4 \cdot 0,5 = 2$ см. Принимаем для горизонтальных элементов $s_2 = 2,5$ см и для вертикального элемента (подвеска) $s_3 = 2,25$ см. При принятой расстановке расстояние между гвоздями вдоль волокон равно:

по горизонтали

$$s_1 = 3 d_{гв} \cdot 5 = 15 d_{гв};$$

по вертикали

$$s_1 = 3 d_{гв} \cdot 6 = 18 d_{гв}.$$

В узле ставим один стяжной болт ($d = 12$ мм) для обеспечения начального и последующего (после усушки) равномерного обжатия соединяемых элементов.

Ослабление подвески болтом и гвоздями по среднему ряду, считая их совмещенными в одном сечении,

$$F_{осл} = 1,2 \cdot 6 + 8 \cdot 0,5 \cdot 6 = 31,2 \text{ см}^2.$$

Расчетное напряжение растяжения

$$\sigma = \frac{2800}{(6 \cdot 18 - 31,2)} = 36,5 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

Пример 2.7. В ригеле наклонных стропил (рис. 2.3, в) возникает растягивающее усилие $N = 1100$ кгс. Ригель устроен из двух досок сечением $a \times h_1 = 4 \times 15$ см. Доски охватывают с двух сторон стропильную ногу из бруса сечением $s \times h_2 = 10 \times 18$ см и крепятся к ней гвоздями. Угол наклона стропильной ноги к горизонту $\alpha = 30^\circ$. Рассчитать соединение.

Решение. Принимаем $l_{гв} = 100$ мм; $d_{гв} = 4$ мм. Гвозди забиваем с двух сторон навстречу один другому. Длина нахлестки гвоздей при встречной забивке составляет:

$$l_{нахл} = 2 \left[l_{гв} - \left(a + \frac{c}{2} \right) \right] - 2 \left[100 - \left(4 + \frac{100}{2} \right) \right] = 20 \text{ мм},$$

что меньше

$$\frac{c}{3} = \frac{100}{3} = 33 \text{ мм}.$$

Гвозди работают как односрезные. Расчетная длина защемления конца гвоздя в среднем элементе

$$a_{гв} = 100 - 40 - 2 \cdot 1 - 1,5 \cdot 4 = 52 \text{ мм} > a = 40 \text{ мм}.$$

Несущая способность гвоздя по формулам (2.11):

$$T'_a = 250 \cdot 0,4^2 + 4^2 = 56 \text{ кгс} < 400 \cdot 0,4^2 = 64 \text{ кгс};$$

$$T'_c = 35 \cdot 5,2 \cdot 0,4 = 72,8 \text{ кгс}.$$

В расчет принимаем $T_{гв} = 56$ кгс. Необходимое число гвоздей

$$n_{гв} = \frac{N}{T_{гв}} = \frac{1100}{56} = 19,7 \text{ шт.}$$

Ставим по 10 гвоздей с каждой стороны соединения, размещая их, как показано на рис. 2.3, в. Расстояние от верхнего крайнего гвоздя до торца ригеля принимаем равным $s = 15 d_{гв} = 15 \cdot 0,4 = 6$ см. Расстояние между смежными рисками поперек волокон элементов — $s_2 = 1,8$ см $> 4 d_{гв} = 1,6$ см. Расстояние от продольной кромки ригеля до первого ряда гвоздей

$$s_3 = \frac{15 - 6 \cdot 1,8}{2} = 2,1 > 4 d_{гв} = 1,6 \text{ см}.$$

Расстояние между смежными гвоздями вдоль волокон элементов

$$s_1 = \frac{4 s_2}{\sin \alpha} = \frac{4 \cdot 1,8}{0,5} = 14,4 > 6 \text{ см}.$$

§ 8. НАГЕЛЬНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ СО СТАЛЬНЫМИ НАКЛАДКАМИ

Нагельные соединения со стальными накладками чаще всего выполняют на гвоздях и глухарях (винтах диаметром 12—20 мм, с головкой для завинчивания гаечными ключом). При передаче усилий гвозди и винты работают по схеме односрезного нагельного соединения. Расчетную несущую способность нагеля вычисляют по формулам:

из условия изгиба нагеля

$$T_n = 250 d^2 \text{ — для винтов;} \quad (2.12 \text{ а})$$

$$T_n = 400 d_n^2 \text{ — для гвоздей;} \quad (2.12 \text{ б})$$

из условия смятия древесины

$$T_c = 35 c_0 d, \quad (2.12 \text{ в})$$

где d — диаметр ненарезанной части винта;

c_0 — расчетная длина защемления нагеля в деревянном элементе. Длина ненарезанной части винта составляет примерно 0,4 его полной длины. Заглубление ненарезанной части винта в древесину

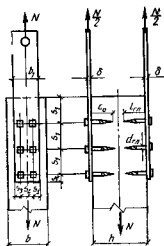


Рис. 24. Нагельные соединения со стальными накладками

должно быть не менее $2d$. Стальные накладки проверяют на растяжение по ослабленному сечению и на смятие стенок сверленных отверстий.

Пример 2.8. Рассчитать соединение деревянного растянутого элемента сечением $b \times h = 130 \times 180$ мм со стальными накладками сечением $b_1 \times \delta = 80 \times 6$ мм, выполненное с помощью глухарей $d_{га} = 12$ мм; $l_{га} = 80$ мм (рис. 2.4). Расчетное растягивающее усилие $N = 3500$ кгс.

Решение. Глухарь в соединении работают как односрезные нагели. Заглубление ненарезанной части глухаря в древесину в данном случае составляет

$$0,4 l_{га} - \delta = 0,4 \cdot 80 - 6 = 2,6 \text{ см} > 2 d_{ср} = 2,4 \text{ см.}$$

Несущая способность глухаря по формулам (2.12):

$$T_n = 250 \cdot 1,2^2 = 360 \text{ кгс;}$$

$$T_c = 35 \cdot 7,4 \cdot 1,2 = 311 \text{ кгс,}$$

где $c_0 = l_{га} - \delta = 80 - 6 = 7,4$ см — длина защемления глухаря в древесине.

Требуемое число глухарей для передачи расчетного усилия

$$n_{га} = \frac{N}{T_{ср}} = \frac{3500}{311} = 11,2 \text{ шт.}$$

Ставим 12 глухарей по шести с каждой стороны элемента, размещая их в два продольных ряда и соблюдая при этом в древесине нормы расстановки для стальных цилиндрических нагелей, а в стальных накладках — нормы расстановки для болтов.

Принимаем (см. рис. 2.4): $s_1 = 8,5 \text{ см} > 7d = 8,4 \text{ см}$; $s_2 = 3,5d = 4,2 \text{ см}$, $s_3 = \frac{b - 4,2}{2} = 1,9 \text{ см} > 1,5d = 1,8 \text{ см}$; $s_4 = 2,5 \text{ см} > 2d = 2,4 \text{ см}$.

Напряжение растяжения в стальных накладках

$$\sigma = \frac{N}{F_{ст}} = \frac{3500}{2(8 \cdot 0,6 - 2 \cdot 1,2 \cdot 0,6)} = 520 < 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжение смятия стенок сверленных отверстий в накладках

$$\sigma = \frac{N}{F_{ср}} = \frac{3500}{6 \cdot 1,2 \cdot 0,6} = 811 < 3400 \text{ кгс/см}^2.$$

§ 9. СОЕДИНЕНИЯ НА СТАЛЬНЫХ РАБОЧИХ ЭЛЕМЕНТАХ

Стальные рабочие элементы, применяемые в деревянных конструкциях (хомуты, болты, тяжи и др.), изготавливают из прокатной стали марки ВСт3пс с расчетным сопротивлением $R = R_p = R_c = R_n = 2100 \text{ кгс/см}^2$. Все стальные рабочие элементы соединений рассчитывают по нормам для стальных конструкций [2]. При расчете одиночных стальных тяжей и болтов, работающих на растяжение, расчетное сопротивление в ненарезанной части $R_c = 1700 \text{ кгс/см}^2$, равным $R = 2100 \text{ кгс/см}^2$, а в нарезанной части $R_n = 1700 \text{ кгс/см}^2$ [2]. При расчете тяжей, состоящих из двух и более ветвей, расчетное сопротивление для них снижают умножением на коэффициент 0,85.

Пример 2.9. Рассчитать опорный узел брусчатой фермы, решенный на стальных натяжных хомутах (рис 2.5, а). Угол между верхним и нижним поясами $\alpha = 21^\circ 50'$. Расчетные усилия: в верхнем

Накладки с поясом соединяем нагелями из круглой стали $d = 20$ мм.

Необходимое число нагелей

$$n_n = \frac{24400}{2 \cdot 920} = 13,2 \text{ шт.},$$

где 920 — несущая способность нагеля T_n в кгс на один срез при толщине накладки $a = 10$ см (приложение 5).

Ставим 13 нагелей, из которых — 4 болта. Нагели размещаем в два продольных ряда, соблюдая нормы расстановки (см. рис. 2.5, а). Принимаем: $s_1 = 7$ $d = 14$ см, $s_2 = 3$ $d = 6$ см; $s_3 = 10$ см $> 3,5$ d .

Проверяем прочность нижнего пояса:

$$\sigma = \frac{24400}{18(22 - 2 \cdot 2)} = 75,5 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

ГЛАВА 3

НАСЛОННЫЕ СТРОПИЛА

Деревянные наслонные стропила — конструкции массового применения. Их широко используют при устройстве крыш сельскохозяйственных, жилых, гражданских, общественных и других зданий, вне зависимости от их этажности.

Наслонные стропила просты по устройству и выполнению, они долговечны, так как работают в условиях сквозного проветривания, что в значительной степени устраняет возможность их загнивания.

Согласно СНиП II-A.5-70 «Противопожарные нормы проектирования зданий и сооружений», деревянные стропила допускается применять при наличии чердака в зданиях всех степеней огнестойкости.

Покрытия по наслонным стропилам состоят из следующих основных конструктивных частей: настила или обрешетки, стропильных ног и подстропильной конструкции.

§ 10. НАСТИЛЫ И ОБРЕШЕТКА

Настилы и обрешетку под кровлю рассчитывают по двум вариантам сочетания нагрузок:

- 1) собственный вес и снег (расчет на прочность и прогиб);
- 2) собственный вес и сосредоточенный груз 100 кгс, величина которого умножается на коэффициент перегрузки 1,2 (расчет только на прочность).

Расчетное сопротивление древесины изгибу при расчете настилов и обрешетки кровли умножают на коэффициент условий работы 1,15. При расчете на сосредоточенный груз, кроме того, расчетное сопротивление умножают на коэффициент 1,2 (монтажная нагрузка).

Настилы и обрешетку рассчитывают с учетом их неразрезности в пределах двух пролетов. За расчетный пролет l принимают расстояние между осями стропильных ног.

При загрузке двухпролетной балки равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса и снега наибольший изгибающий момент на средней опоре равен:

$$M' = 0,125 q l^2, \quad (3.1)$$

а относительный прогиб в пролете

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13 q'' l^4}{384 EJ}. \quad (3.2)$$

При загрузке двухпролетной балки собственным весом g и сосредоточенным грузом P наибольший момент в пролете равен:

$$M'' = 0,07 g l^2 + 0,207 Pl. \quad (3.3)$$

При двойном настиле (защитном и рабочем) или при однослойном настиле с распределительными брусками, подшиваемыми снизу, сосредоточенный груз считают распределенным на ширину 0,5 м рабочего настила. При расчете брусков обрешетки полагают, что сосредоточенный груз P передается на один брус.

При углах наклона кровли $\alpha \geq 10^\circ$ учитывают, что собственный вес кровли и обрешетки равномерно распределен по поверхности (скату) крыши, а снег — по ее горизонтальной проекции. Поэтому полная нагрузка на 1 пог. м бруска составляет:

$$q = g s + p_{cs} \cos \alpha,$$

где g — постоянная нагрузка на 1 м² ската кровли;

p_c — снеговая нагрузка на 1 м² горизонтальной проекции кровли;

s — расстояние между осями брусков по скату кровли.

Прочность брусков обрешетки проверяют с учетом косого изгиба по формуле

$$\sigma \cdot \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_n, \quad (3.4)$$

где M_x и M_y — составляющие расчетного изгибающего момента относительно главных осей X и Y ;

W_x и W_y — моменты сопротивления поперечного сечения бруска для осей X и Y .

Полный прогиб бруска с учетом косого изгиба определяют по формуле

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}, \quad (3.5)$$

где f_x и f_y — прогибы бруска по осям X и Y .

Пример 3.1. Деревянная основа под трехслойную руберондную кровлю состоит из нижнего разреженного рабочего настила (доски

сечением $b \times h = 15 \times 2,2$ см, уложенные с зазорами $s_0 = 10$ см) и верхнего сплошного защитного косого настила толщиной $\delta = 1,6$ см (рис. 3.1, а). Настилы опираются на стропильные ноги, размещенные через $B = 1,5$ м одна от другой. Проверить прочность и жесткость рабочего настила. Нормативный снеговой покров — 100 кгс/м². Уклон кровли $i = 1/12$ (около 5°).

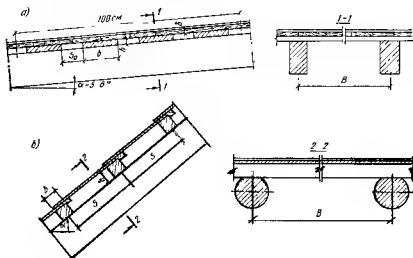


Рис 3.1 К расчету настила и обрешетки под кровлю

Решение. Расчет настила ведем для полосы шириной 1 м. Угол наклона кровли к горизонту ввиду его незначительности при расчете настила во внимание не принимаем.

Производим подсчет нагрузок на 1 пог. м расчетной полосы настила (табл. 3.1).

ТАБЛИЦА 3.1

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/м	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кгс/м
Трехслойная рулонная кровля . . .	9	1,1	9,9
Защитный настил, 0,016-500 . . .	8	1,1	8,8
Рабочий настил, 0,15-0,22 500 $\frac{100}{15+10}$	6,6	1,1	7,3
Итого	$g^n = 24$	—	$g = 26$
Снеговая нагрузка	100	1,4	140
Всего	$q^n = 124$	—	$q = 166$

Расчетный пролет настила $l = B = 1,5$ м. Максимальный изгибающий момент при первом сочетании нагрузок (собственный вес и снег) определяем по формуле (3.1):

$$M' = 0,125 \cdot 166 \cdot 1,5^2 = 46,8 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Благодаря наличию защитного настила действие сосредоточенного груза $P = 100 \cdot 1,2 = 120$ кгс от веса человека с инструментом считаем распределенным на ширину 0,5 м рабочего настила. Тогда расчетная сосредоточенная нагрузка, приходящаяся на ширину настила 1 м, равна:

$$P_{\text{расч}} = \frac{120}{0,5} = 240 \text{ кгс}.$$

Максимальный изгибающий момент при втором сочетании нагрузок (собственный вес и сосредоточенный груз) находим по формуле (3.3):

$$M'' = 0,07 \cdot 26 \cdot 1,5^2 + 0,207 \cdot 240 \cdot 1,5 = 78,7 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Очевидно, более невыгодным для проверки прочности настила будет второй случай нагружения.

Момент сопротивления настила

$$W = \frac{bh^3}{6} \cdot \frac{100}{b + s_0} = \frac{15 \cdot 2,2^3}{6} \cdot \frac{100}{15 + 10} = 48,4 \text{ см}^3.$$

Здесь $\frac{100}{b + s_0}$ — число досок, укладываемых на ширине настила 1 м.

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{M''}{W} = \frac{78,7}{48,4} = 163 < 130 \cdot 1,15 \cdot 1,2 = 180 \text{ кгс/см}^2.$$

где 1,15 — коэффициент условий работы настилов и обрешетки кровли;

1,2 — коэффициент, учитывающий кратковременность действия сосредоточенной нагрузки.

Жесткость настила проверяем при первом сочетании нагрузок, так как проверка прогиба по второму случаю нагружения не требуется.

Момент инерции настила

$$J = W \cdot \frac{h}{2} = 48,4 \cdot \frac{2,2}{2} = 53,2 \text{ см}^4.$$

Относительный прогиб по формуле (3.2)

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13 \cdot 1,24 \cdot 150^3}{384 \cdot 10^9 \cdot 53,2} = \frac{1}{228} < \frac{1}{150}.$$

Пример 3.2. Рассчитать обрешетку под кровлю из пазовой черепицы при следующих данных (рис. 3.1, б): угол наклона кровли к горизонту $\alpha = 35^\circ$ ($\cos \alpha = 0,819$; $\sin \alpha = 0,574$); расстояние

между осями брусьев $s = 30$ см; расстояние между осями стропильных ног $B = 133$ см; нормативный снеговой покров — 150 кгс/м^2 .

Решение. Обрешетку проектируем из брусьев сечением 5×6 см. Определяем погонную равномерно распределенную нагрузку на один брус (табл. 3.2).

ТАБЛИЦА 3.2

Элементы и вид нагрузки	Нормативная нагрузка в кгс/м	Коэффициент пересчета	Расчетная нагрузка в кгс/м
Черепица, 50-0.3	15	1,1	16,5
Брус обрешетки, 0,05-0,06	1,5	1,1	1,7
Итого	$q'' = 16,5$	—	$q = 18,2$
Снеговая нагрузка, $150 \cdot 0,71 \cdot 0,3 \times 0,819$	26,2	1,4	36,7
Всего	$q'' = 43$	—	$q = 55$

Здесь $0,71 = \frac{60 - \alpha}{35} = \frac{60 - 35}{35}$ — коэффициент снегозадержания с при $\alpha = 35^\circ$ [3].

Обрешетку рассматриваем как двухпролетную неразрезную балку с пролетом $l = B = 133$ см.

Наибольший изгибающий момент равен:

а) для первого сочетания нагрузок (собственный вес и снег) по формуле (3.1)

$$M' = 0,125 \cdot 55 \cdot 1,33^2 = 12,2 \text{ кгс}\cdot\text{м};$$

б) для второго сочетания нагрузок (собственный вес и монтажная нагрузка) по формуле (3.3)

$$M'' = 0,07 \cdot 18,2 \cdot 1,33^2 + 0,207 \cdot 120 \cdot 1,33 = 35,4 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

Более невыгодный для расчета прочности бруса — второй случай нагружения.

Так как плоскость действия нагрузки совпадает с главными плоскостями сечения бруса, то брус рассчитываем на косой изгиб.

Составляющие изгибающего момента относительно главных осей бруса равны:

$$M_x'' = M'' \cos \alpha = 35,4 \cdot 0,819 = 29 \text{ кгс}\cdot\text{м};$$

$$M_y'' = M'' \sin \alpha = 35,4 \cdot 0,574 = 20,3 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

Моменты сопротивления и инерции сечения следующие:

$$W_x = 30 \text{ см}^3; W_y = 25 \text{ см}^3; J_x = 90 \text{ см}^4; J_y = 63 \text{ см}^4.$$

Наибольшее напряжение по формуле (3.4)

$$\sigma = \frac{2900}{30} + \frac{2030}{25} = 178 < 130 \cdot 1,15 \cdot 1,2 = 180 \text{ кгс/см}^2.$$

При расчете по второму случаю нагружения проверка прогиба бруса не требуется. Определим прогиб бруса при первом сочетании нагрузок.

Прогиб в плоскости, перпендикулярной скату.

$$f_y = \frac{2,13 q'' \cos \alpha l^4}{884 E J_x} = \frac{2,13 \cdot 0,43 \cdot 0,819 \cdot 133^4}{384 \cdot 10^9 \cdot 90} = 0,07 \text{ см}.$$

Прогиб в плоскости, параллельной скату:

$$f_x = \frac{2,13 q'' \sin \alpha l^4}{384 E J_y} = \frac{2,13 \cdot 0,43 \cdot 0,574 \cdot 133^4}{384 \cdot 10^9 \cdot 63} = 0,07 \text{ см}.$$

Полный прогиб по формуле (3.5)

$$f = \sqrt{0,07^2 + 0,07^2} \approx 0,1 \text{ см}.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{0,1}{133} = \frac{1}{1330} < \frac{1}{150}.$$

§ 11. СТРОПИЛЬНЫЕ НОГИ

Стропильные ноги устраивают из досок, брусьев, пластин или бревен. Стропила из досок и брусьев — основное решение для современного сборного индустриального строительства.

В районах, где лес — местный строительный материал и стропила изготавливают на месте строительства, с успехом можно применять круглый лесоматериал, имеющий некоторые преимущества. Для изготовления стропил используют бревна небольших диаметров (12—24 см), в то время как для получения пиломатериалов необходимого сечения требуется дефицитный круглый лес больших диаметров (пиловочник), круглый лес примерно в 2 раза дешевле пиленого, расчетное сопротивление изгибу для бревен ($R_{из}$ — 160 кгс/см^2) больше, чем для досок ($R_{из} = 130 \text{ кгс/см}^2$); в бревнах более высокий предел огнестойкости и т. д.

Наслонные стропила при правильном их конструировании и устройстве — безраспорная конструкция. Чтобы стропила не вызвали появления распора, надо опорные плоскости врубов в местах опирания стропильных ног на мауэрлаты и прогоны делать горизонтальными и погашать распор, вызываемый продольными усилиями, которые возникают в стропильных ногах, устройством горизонтальных парных схваток или ригелей.

Стропильные ноги при углах наклона кровли $\alpha \leq 10^\circ$ рассматривают как балки с горизонтальной осью, а при углах $\alpha > 10^\circ$ — как балки с наклонной осью. Во втором случае постоянную нагрузку, вычисленную на 1 м^2 поверхности (ската) кровли, делят на $\cos \alpha$, приводя ее к нагрузке на 1 м^2 плана покрытия. Нагрузка на стропильную ногу собирается с грузовой площади, ширина которой равна шагу расстановки стропил.

Наибольший изгибающий момент при свободном опирании стропильной ноги на двух опорах (рис. 3.2, б) вычисляют по обычной формуле

$$M = \frac{ql^2}{8},$$

где q — суммарная (постоянная и снеговая) нагрузка на 1 пог. м горизонтальной проекции стропильной ноги;
 l — пролет стропильной ноги в горизонтальной проекции.

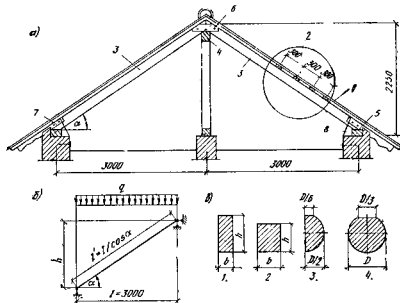


Рис. 3.2. Простейшие наслонные стропила

1 — черепица, 2 — бруски обрешетки, 3 — стропильные ноги, 4 — конек, 5 — мауэрлат, 6 — накладки 25×100 мм; 7 — кобылки 60×100 мм, 8 — скрутка из проволоки диаметром 4 мм

Жесткость стропильных ног проверяют с учетом наклона оси по формуле

$$\frac{l}{l'} = \frac{50'' l^3}{384 EJ \cos \alpha} \leq \frac{1}{200}. \quad (3.6)$$

Если стропильная нога имеет дополнительную опору в виде прогона (рис. 3.3, а) или подкоса (рис. 3.4, а), то стропильную ногу в этом случае рассчитывают как двухпролетную неразрезную балку.

Изгибающий момент в сечении над средней опорой определяют по формуле

$$M = \frac{q(l_1^2 + l_2^2)}{8(l_1 + l_2)}, \quad (3.7)$$

где l_1 и l_2 — расстояния по горизонтали от крайних опор до средней опоры стропильной ноги.

Прочность сечения на средней опоре проверяют с учетом ослабления стропильной ноги врубкой. Кроме проверки прочности стропильной ноги в сечении на средней опоре проверяют еще сечение в середине нижнего участка стропил. Изгибающий момент в этом сечении определяют как для простой балки пролетом l_1 ,

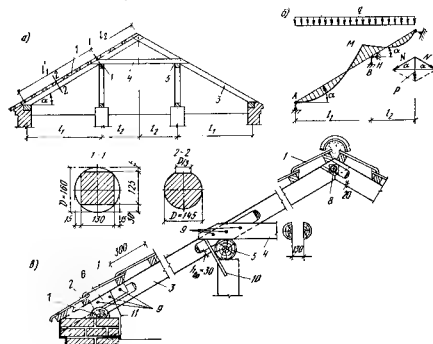


Рис. 3.3. Наслонные стропила с двухрядным расположением внутренних опор
 1 — черепица; 2 — бруски обрешетки; 3 — стропильные ноги, 4 — конек, 5 — мауэрлат, 6 — кобылка, 7 — мауэрлат, 8 — болт диаметром $d=12$ мм, 9 — гвозди 5×150 мм, 10 — скоба, 11 — скрутка из проволоки

полагая, что вследствие возможной осадки промежуточной опоры опорный момент будет равен нулю.

Пример 3.3. Подобрать сечение наслонных стропил (рис. 3.2, а), проектируемых к устройству под черепичную кровлю сельского жилого дома (по данным примера 3.2). Расстояние между опорами (пролет стропил) $l = 3$ м.

Решение. Вычисляем нагрузку, приходящуюся на 1 пог. м горизонтальной проекции стропильной ноги (табл. 3.3)

Максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{308 \cdot 3^2}{8} = 347 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

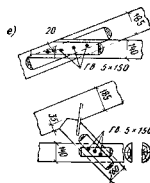
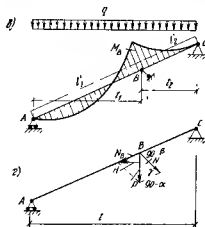
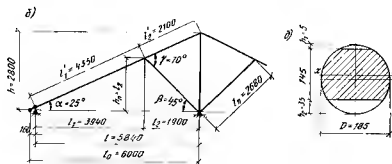
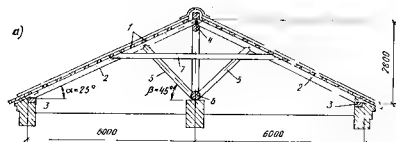


Рис. 34. Наклонные стропила с подкосами

ТАБЛИЦА 3.4

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/м	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кгс/м
Черепица, $\frac{50}{0,819} \cdot 1,33$	81,5	1,1	89,7
Обрешетка, $\frac{0,05-0,06 \cdot 500}{0,3 \cdot 0,819} \cdot 1,33$. .	8,2	1,1	9
Стропильная нога (ориентировочно сечением 10×15 см), $\frac{0 \cdot 10 \cdot 15 \cdot 500}{0,819}$	9,2	1,1	10,1
Снеговая нагрузка, $150 \cdot 0,71 \cdot 1,33$. .	142	1,4	199
Итого	241	-	308

Требуемый момент сопротивления сечения стропильной ноги из условия прочности при $R_n = 130 \text{ кгс/см}^2$:

$$W_{тр} = \frac{M}{R_n} = \frac{34700}{130} = 267 \text{ см}^3.$$

Рассмотрим несколько возможных вариантов в подборе сечения стропильных ног (рис. 3.2, д).

Если стропила выполнить из досок толщиной 5 см, то необходимая высота сечения

$$h_{тр} = \sqrt{\frac{6W_{тр}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 267}{5}} = 17,9 \text{ см}.$$

Принимаем доски сечением $5 \times 18 \text{ см}$ с $F = 90 \text{ см}^2$;

$$W_x = 270 \text{ см}^3; J_x = 2480 \text{ см}^4.$$

Если стропила выполнить из брусьев шириной 7,5 см, то

$$h_{тр} = \sqrt{\frac{6 \cdot 267}{7,5}} = 14,6 \text{ см}.$$

Принимаем брусья сечением $7,5 \times 15 \text{ см}$ с $F = 112 \text{ см}^2$,

$$W_x = 281 \text{ см}^3; J_x = 2109 \text{ см}^4.$$

Если стропила выполнить из пластин, опиленных для укладки обрешетки на один кант шириной $D/6$, то моменты сопротивления и инерции такого сечения можно вычислить (приложение 3) по формулам: $W_x = 0,048 D^3$ и $J_x = 0,0238 D^4$.

Тогда необходимый диаметр пластин

$$D_{тр} = \sqrt[3]{\frac{W_{тр}}{0,048}} = \sqrt[3]{\frac{267}{0,048}} = 17,7 \text{ см}.$$

Принимаем пластину в тонком конце диаметром $D_0 = 16 \text{ см}$.

Длина стропильной ноги по скату

$$l_1 = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{300}{0,819} = 367 \text{ см.}$$

Тогда диаметр пластины в середине пролета по формуле (1.8)

$$D = D_0 + 0,008 \frac{l_1}{2} = 16 + 0,008 \frac{367}{2} = 17,5 \approx 17,7 \text{ см.}$$

Момент сопротивления и момент инерции сечения равны:

$$W_x = 0,048 \cdot 17,5^3 = 257 \text{ см}^3;$$

$$J_x = 0,0238 \cdot 17,5^4 = 2230 \text{ см}^4.$$

Наименьший момент инерции получился для сечения из брусьев. Относительный прогиб для этого случая по формуле (3.6):

$$\frac{f}{l_1} = \frac{5 \cdot 2,41 \cdot 300^3}{384 \cdot 10^3 \cdot 2109 \cdot 0,819} - \frac{1}{204} < \frac{1}{200}.$$

Если стропила выполнять из бревен, опиленных на один кант шириной $D/3$, то $W_x = 0,096 D^3$ и $J_x = 0,0476 D^4$.

Требуемый момент инерции сечения бревна из условия жесткости при $f = \frac{1}{200} l_1$

$$J_{\text{тр}} = \frac{5 q l^3}{384 E \cos \alpha} = \frac{5 \cdot 2,41 \cdot 300^3 \cdot 200}{384 \cdot 10^3 \cdot 0,819} = 2070 \text{ см}^4,$$

откуда

$$D_{\text{тр}} = \sqrt[4]{\frac{J_{\text{тр}}}{0,0476}} = \sqrt[4]{\frac{2070}{0,0476}} = 14,5 \text{ см.}$$

Принимаем в тонком конце $D_0 = 13$ см. Тогда в расчетном сечении (в середине пролета)

$$D = 13 + 0,008 \frac{367}{2} = 14,5 \text{ см.}$$

Момент сопротивления сечения

$$W = 0,096 \cdot 14,5^3 = 293 \text{ см}^3.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{34 \cdot 700}{293} = 118 < 160 \text{ кгс/см}^2,$$

где 160 кгс/см^2 — расчетное сопротивление изгибу $R_{\text{из}}$ бревен, не имеющих врезок в расчетном сечении.

Бревна укладывают тонким концом к верхнему узлу, т. е. к месту опирания на прогон.

Пример 3.4. Рассчитать наслонные стропила из бревен с двухрядным расположением промежуточных опор, проектируемые к устройству под черепичную кровлю животноводческого здания

(см. рис. 3.3, а). Нагрузка на 1 пог. м горизонтальной проекции стропильной ноги: нормативная $q' = 275 \text{ кгс/м}$; расчетная $q = 345 \text{ кгс/м}$. Угол наклона стропил к горизонту $\alpha = 40^\circ$ ($\cos \alpha = 0,766$; $\sin \alpha = 0,643$; $\tg \alpha = 0,839$). Расстояния: $l_1 = 3 \text{ м}$; $l_2 = 1,75 \text{ м}$.

Решение. Общая длина стропильной ноги составляет:

$$l' = \frac{l_1 + l_2}{\cos \alpha} = \frac{3 + 1,75}{0,766} = 6,2 \text{ м.}$$

что дает возможность выполнить ее из бревна длиной 6,5 м без стыка. Тогда в расчетном отношении стропильная нога будет представлять собой двухпролетную неразрезную балку (рис. 3.3, б), нагруженную равномерно распределенной нагрузкой.

Опасным сечением стропильной ноги является сечение на средней опоре. Изгибающий момент в этом сечении по формуле (3.7)

$$M = \frac{345 (3^2 + 1,75^2)}{8 (3 + 1,75)} = 293 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Вертикальное давление в точке С, равное правой опорной реакции двухпролетной балки (см. рис. 3.3, б), составляет:

$$C = \frac{q l_2}{2} - \frac{M}{l_2} = \frac{345 \cdot 1,75}{2} - \frac{293}{1,75} = 135 \text{ кгс}$$

При симметричной загрузке обоих скатов вертикальное давление в точке С удваивается: $P = 2C = 270 \text{ кгс}$. Раскладывая это давление по направлению стропильных ног, находим сжимающее усилие в верхней части стропильной ноги (см. рис. 3.3, б):

$$N = \frac{P}{2 \sin \alpha} = \frac{270}{2 \cdot 0,643} = 210 \text{ кгс.}$$

Стропильную ногу проектируем из бревна диаметром 13 см в тонком конце. Чтобы получить больший расчетный диаметр бревна в опасном сечении, располагаем бревно отрубом в сторону мауэрлата, а комлевой частью — к коньку. Тогда расчетный диаметр бревна на средней опоре

$$D = D_0 + 0,008 \frac{l_1}{\cos \alpha} = 13 + 0,008 \frac{300}{0,766} \approx 16 \text{ см.}$$

Поперечное сечение стропильной ноги на средней опоре имеет вид, изображенный на рис. 3.3, а (разрез I—I). С верхней стороны бревно отесано на глубину 0,5 см для укладки обрешетки; с нижней стороны оно ослаблено врубкой в прогон на глубину $h_{\text{вр}} = 3 \text{ см}$; с боков сделаны стески по 1,5 см для плотного прилегания пластин ригеля. Для упрощения расчета полученное сечение считаем прямоугольным. Тогда:

$$F_{\text{нр}} = 13 \cdot 12,5 = 162 \text{ см}^2; \quad W_{\text{нр}} = \frac{13 \cdot 12,5^2}{6} = 339 \text{ см}^3.$$

Проверяем прочность сечения на сжатие с изгибом:

$$\sigma = \frac{N}{F_{из}} + \frac{M}{W_{из}} \frac{R_c}{R_n} = \frac{210}{162} + \frac{29 \cdot 300}{339} \cdot \frac{130}{130} = 88 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверим прогиб в середине нижнего участка стропил. Расчетный диаметр бревна в рассматриваемом сечении

$$D = 13 + 0,008 \frac{300}{2 \cdot 0,766} \approx 14,5 \text{ см.}$$

Бревно сверху отесано на ширину $D/3$ ($h_{от} \approx 0,5 \text{ см}$).

Моменты инерции и сопротивления сечения (приложение 3) равны:

$$J = 0,0476 \cdot 14,5^4 = 2100 \text{ см}^4;$$

$$W = 0,096 \cdot 14,5^3 = 293 \text{ см}^3.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l_1} = \frac{5q^2 l_1^4}{384 EJ \cos \alpha} = \frac{M l_1}{16 EJ \cos \alpha} = \frac{5q^2 l_1^4 - 24 M l_1}{384 EJ \cos \alpha} = \frac{5 \cdot 2,75 \cdot 300^2 - 24 \cdot 29 \cdot 300 \cdot 300}{384 \cdot 10^6 \cdot 2100 \cdot 0,766} = \frac{1}{337} < \frac{1}{200}.$$

Проверим напряжение в середине нижнего участка, рассматривая в целях упрощения расчета стропильную ногу на этом участке как балку на двух опорах. Тогда изгибающий момент в рассматриваемом сечении

$$M_1 = \frac{ql_1^2}{8} = \frac{345 \cdot 3^2}{8} = 388 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{38 \cdot 800}{293} = 132 < 160 \text{ кгс/см}^2.$$

Растягивающее усилие в ригеле, равное горизонтальной проекции усилия N :

$$H = N \cos \alpha = \frac{P}{2 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{270}{2 \cdot 0,839} = 161 \text{ кгс.}$$

Ригель устраиваем из двух пластин диаметром 14 см. Расчет крепления ригеля к стропильной ноге ввиду небольшой величины усилия H не производим. Конструктивно ставим по три гвоздя $5 \times 160 \text{ мм}$ с каждой стороны стыка со встречной их забивкой.

Проверим достаточность врубки в месте опирания стропильной ноги на прогон (рис. 3.3, в). При глубине врубки $h_{вр} = 3 \text{ см}$ и

расчетном диаметре бревна $D = 16 \text{ см}$ площадь смятия врубки равна (приложение 1):

$$F_{см} = \frac{F_{опр}}{\sin \alpha} = \frac{27}{0,643} = 42 \text{ см}^2.$$

Усилие, сминающее врубку, равно сумме давлений на среднюю и крайнюю (в коньке) опоры двухпролетной балки:

$$V = \left[\frac{q(l_1 + l_2)}{2} + \frac{M}{l_1} + \frac{M}{l_2} \right] + \left[\frac{ql_2}{2} - \frac{M}{l_2} \right] = \frac{q(l_1 + 2l_2)}{2} + \frac{M}{l_1} = \frac{345(3 + 2 \cdot 1,75)}{2} + \frac{293}{3} = 1220 \text{ кгс.}$$

Это усилие действует под углом 90° к направлению волокон древесины прогона. Напряжение смятия во врубке

$$\sigma_{см} = \frac{1220}{42} = 29,1 < 30 \text{ кгс/см}^2.$$

Пример 3.5. Запроектировать и рассчитать двускатные наслонные стропила под кровлю из асбестоцементных волнистых листов марки ВО для здания магазина сельсо с кирпичными стенами. Ширина здания $6 + 6 = 12 \text{ м}$. Уклон кровли $\alpha = 25^\circ$. Лесоматериал местный — осиновые бревна и бруски, обработанные по всей поверхности водным раствором антисептика. Нормативный снеговой покров — 100 кгс/м^2 . Изготовление конструкций построечное с использованием механизированного инструмента и шаблонов.

Решение. Конструктивное решение покрытия принимаем следующее (рис. 3.4, а). Бруски обрешетки 1 размещены по стропильным ногам 2 , которые нижними концами опираются на мауэрлаты 3 , уложенные по внутреннему обрезу наружных стен, а верхними — на прогон 4 . Для уменьшения пролета стропильных ног поставлены подкосы 5 , нижние концы которых упираются в лежень 6 , укладываемый на внутреннюю стену. Для погашения распора стропильной системы установлены ригели 7 .

Геометрические размеры элементов стропил (рис. 3.4, б). Угол наклона кровли к горизонту $\alpha = 25^\circ$ соответствуют: $\sin \alpha = 0,423$; $\cos \alpha = 0,906$; $\operatorname{tg} \alpha = 0,466$.

Лежни укладываем на одном уровне с мауэрлатами. Ось мауэрлата смещена относительно оси стены на 16 см . Расстояние от оси мауэрлата до оси внутренней стены

$$l - L = 16 = 600 - 16 = 584 \text{ см.}$$

Высота стропил в коньке

$$h = L \operatorname{tg} \alpha = 600 \cdot 0,466 = 280 \text{ см.}$$

Подкос направлен под углом $\beta = 45^\circ$ к горизонту ($\sin \beta = \cos \beta = 0,707$). Точка пересечения осей подкоса и стропильной ноги располагается на расстоянии l_2 от оси столба. Величину l_2 находим из следующей зависимости:

$$l_2 = h_n = (L - l_1) \operatorname{tg} \alpha,$$

откуда

$$l_2 = \frac{L}{1 + \operatorname{ctg} \alpha} = \frac{600}{1 + 2,145} = 190 \text{ см};$$

тогда $l_1 = l - l_2 = 584 - 190 = 394 \text{ см}$.

Длина верхнего и нижнего участков стропильной ноги

$$l'_1 = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{394}{0,906} = 435 \text{ см}; \quad l'_2 = \frac{190}{0,906} = 210 \text{ см}.$$

Длина подкоса

$$l_n = \sqrt{2} l_2 = 1,41 \cdot 190 = 268 \text{ см}.$$

Угол между подкосом и стропильной ногой

$$\gamma = \alpha + \beta = 25 + 45 = 70^\circ; \sin \gamma = 0,94; \cos \gamma = 0,342.$$

Нагрузки. Обрешетку под кровлю устраиваем из осиновых брусьев сечением $6 \times 6 \text{ см}$, располагаемых по скату через 50 см один от другого. Расстояние между осями стропильных ног принимаем равным 150 см . Вычисление нагрузок, приходящихся на 1 пог. м горизонтальной проекции стропильной ноги, сводим в табл. 3.4.

ТАБЛИЦА 3.4

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/м	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кгс/м
Кровля, $\frac{15}{0,906} \cdot 1,5$	24,8	1,1	27,3
Обрешетка, $\frac{0,06 \cdot 0,06 \cdot 500}{0,5 \cdot 0,906} \cdot 1,5$. . .	6	1,1	6,6
Стропильная нога (ориентировочно диаметром 17 см), $\frac{3,14 \cdot 0,17^2 \cdot 500}{4 \cdot 0,906}$	12,5	1,1	13,75
Снеговая нагрузка, $100 \cdot 1,5$. .	150	1,4	210
Итого	193	—	258

Расчет стропильной ноги. Стропильную ногу рассматриваем как неразрезную балку на трех опорах (рис. 3.4, в). Опасным сечением стропильной ноги является сечение в месте примыкания подкоса. Изгибающий момент в этом сечении по формуле (3.7)

$$M_B = \frac{258(3,94^2 + 1,9^2)}{8 \cdot 5,84} = 376 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Стропильную ногу проектируем из бревен диаметром 15 см в тонком конце.

Чтобы получить больший расчетный диаметр бревна в опасном сечении, располагаем бревно отрубом в сторону мауэрлата, а комлевой частью — к коньку. Расчетный диаметр бревна в сечении В равен:

$$D = D_0 + 0,008 l'_1 = 15 + 0,008 \cdot 435 = 18,5 \text{ см}.$$

Бревно (рис. 3.4, д) ослаблено с верхней стороны стеской на глубину $h_1 = 0,5 \text{ см}$ для создания ровной поверхности, необходимой для укладки обрешетки, а с нижней стороны — врубкой подкоса на глубину $h_2 = 3,5 \text{ см}$.

Отношения:

$$h_1/D = 5/185 = 0,027;$$

$$h_2/D = 35/185 = 0,19.$$

Момент сопротивления сечения

$$W_{\text{ит}} = k_W W \cdot k_W \frac{\pi D^3}{32} = 0,718 \frac{3,14 \cdot 18,5^3}{32} = 446 \text{ см}^3,$$

где $k_W = 0,718$ — коэффициент, вычисленный путем двойной интерполяции по данным приложения 7.

Прочность сечения проверяем по формуле

$$\sigma = \frac{M_B}{W_{\text{ит}}} = \frac{37600}{446} = 85 < 120 \text{ кгс/см}^2,$$

где $120-0,8 \cdot 150$ — расчетное сопротивление изгибу $R_{\text{из}}$ в кгс/см^2 осиновых бревен, имеющих врезки в опасном сечении, когда габаритные размеры ослабленного сечения равны или более 14 см .

Проверяем сечение в середине нижнего участка под действием пролетного момента M_1 . Значение M_1 определяем как для простой балки на двух опорах пролетом l_1 , считая в запас прочности, что вследствие возможной осадки среднего узла опорный момент будет равен нулю:

$$M_1 = \frac{q l_1^2}{8} = \frac{258 \cdot 3,94^2}{8} = 501 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Расчетный диаметр бревна в рассматриваемом сечении

$$D = D_0 + 0,008 \frac{l_1}{2} = 15 + 0,008 \frac{435}{2} = 16,7 \text{ см}$$

Сечение сверху стесано на ширину $D/3$. Моменты сопротивления и инерции сечения (приложение 3):

$$W_x = 0,096 D^3 = 0,096 \cdot 16,7^3 = 447 \text{ см}^3;$$

$$J_x = 0,0476 D^4 = 0,0476 \cdot 16,7^4 = 3700 \text{ см}^4.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{50 \cdot 100}{447} = 112 < 128 \text{ кгс/см}^2.$$

где 128 — 0,8 · 160 — расчетное сопротивление изгибу R_n в кгс/см² основного бревна, не имеющего врезок в расчетном сечении.

Проверку жесткости наклонной стропильной ноги производим по формуле (3.6):

$$\frac{l}{i} = \frac{5 \cdot 103 \cdot 394^2}{384 \cdot 10^9 \cdot 3700 \cdot 0,906} = \frac{l}{227} < \frac{l}{200}.$$

Расчет подкоса и ригеля. Вертикальная составляющая реактивного усилия на средней стропильной ноге

$$P = \frac{ql}{2} + \frac{M_B}{l_1} + \frac{M_B}{l_2} = \frac{ql}{2} + \frac{M_B l}{l_1 l_2} =$$

$$= \frac{258 \cdot 5,84}{2} + \frac{376 \cdot 5,84}{3,94 \cdot 1,9} = 1045 \text{ кгс}.$$

Это усилие раскладывается на усилие N , сжимающее подкос, и усилие N_B , направленное вдоль стропильной ноги (рис. 3.4, г).

Используя уравнение синусов, находим:

$$\frac{P}{\sin \gamma} = \frac{N}{\sin (90^\circ - \alpha)} = \frac{N_B}{\sin (90^\circ - \beta)},$$

откуда

$$N = \frac{\cos \alpha}{\sin \gamma} P = \frac{0,906}{0,94} 1045 = 1010 \text{ кгс};$$

$$N_B = \frac{\cos \beta}{\sin \gamma} P = \frac{0,707}{0,94} 1045 = 785 \text{ кгс}.$$

Подкос выполняем из бревна диаметром $D_0 = 12$ см, направленного комлем к узлу В. Вследствие небольшого сжимающего усилия подкос не рассчитываем, так как он будет работать с большим запасом. Расчетная длина подкоса $l_0 = l_n = 268$ см. Проверим напряжение смятия во врубке.

Диаметр подкоса в комле

$$D_K = 12 + 0,008 \cdot 258 = 14,1 \text{ см}.$$

Подкос упирается в стропильную ногу ортогональной лобовой врубкой (рис. 3.4, е). Угол смятия $\gamma = 70^\circ$. Расчетное сопротивление смятию осины под этим углом по формуле (2.2)

$$R_{см \gamma} = \frac{0,8 \cdot 130}{1 + \left(\frac{0,8 \cdot 130}{30} - 1 \right) 0,94^2} = 34 \text{ кгс/см}^2.$$

Площадь смятия

$$F_{см} = \frac{F_{сст}}{\cos \gamma} = \frac{35,3}{0,342} = 103 \text{ см}^2,$$

где $F_{сст}$ — площадь сегмента круга диаметром 18,5 см со стрелой $h_{сст} = 3,5$ см (приложение 1).

Напряжение смятия

$$\sigma_{см} = \frac{N}{F_{см}} = \frac{1010}{103} = 9,8 < 34 \text{ кгс/см}^2.$$

Горизонтальная составляющая усилия N_B (см. рис. 3.4, г), равная $H = N_B \cos \alpha = 785 \cdot 0,906 = 710$ кгс, создает распор стропильной системы, который погашается ригелем. Ригель проектируем из двух пластин 14 2, прикрепляемых к стропильным ногам гвоздями 5 × 150 мм (см. рис. 3.4, е). Несущая способность односрезного гвоздя

$$T_{гв} = 400 d_{гв}^2 = 400 \cdot 0,5^2 = 100 \text{ кгс}.$$

Для восприятия усилия H ставим по 4 гвоздя с каждой стороны узла.

Полная несущая способность соединения

$$8 T_{гв} = 8 \cdot 100 = 800 > 710 \text{ кгс}.$$

Из-за незначительности величины усилия H прочность ригеля на растяжение не проверяем.

§ 12. ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Основными элементами подстропильной конструкции, направленной вдоль здания, являются дощевые балки (прогоны), опирающиеся на деревянные стойки, передающие давление от веса крыши на внутренние стены или столбы, а в бесчердачных зданиях — непосредственно на столбчатые фундаменты.

При значительных нагрузках и больших расстояниях между стойками прогоны усиливают подбалками, подкосами и ригелями.

Подбалками называют короткие брусья, укладываемые на стойках в местах стыков прогонов и воспринимающие опорные давления балок, образующих многопролетный прогон (рис. 3.5, а).

Согласно [1], многопролетные прогоны разрешается рассчитывать на действие временной нагрузки, распределенной равномерно по всем пролетам.

Расчетную длину половины подбалки назначают так, чтобы изгибающие моменты в подбалке и посередине прогона были равны (рис. 3.5, б). При двух и трех сосредоточенных грузах в пролете это получается при $a = \frac{1}{6} l$. При выполнении этого условия расчетный изгибающий момент в подбалке и прогоне равен.

$$M = Va, \quad (3.8)$$

где V — давление на конец подбалки.

Р е ш е н и е Подстропильную конструкцию проектируем в виде разрезного прогона, усиленного в местах опирания на стойки подбалками, которые выполнены из брусьев того же сечения, что и прогон (см. рис. 3.5, а). Последний нагружен четырьмя сосредоточенными грузами, соответствующими давлениям стропил (см. рис. 3.5, б). Собственный вес прогона с подбалками ориентировочно принимаем равным 2,5% давления стропил. Тогда полная сосредоточенная нагрузка составляет: $P'' = 1,025 \cdot 640 = 656 \text{ кс}$, $P = 1,025 \cdot 800 = 820 \text{ кс}$.

Один из грузов P передается непосредственно на стойки и изгиба в прогоне и подбалке не вызывает. Давление на конец подбалки от остальных грузов $V - 3 P_2 = 1,5 P$. Расчетный вылет консоли подбалки принимаем равным $a = \frac{1}{6} l = 500 \text{ см} = 83,3 \text{ см}$. Полную длину половины подбалки назначаем $a_1 = 90 \text{ см}$.

Расчетный изгибающий момент по формуле (3.8)

$$M_{\text{в.Ва}} = \frac{3P}{2} \cdot \frac{l}{6} = \frac{Pl}{4} = \frac{820 \cdot 5}{4} = 1025 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Принимаем брус сечением 15×18 см с $W = 810$ см³ и $J = 7290$ см⁴.

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{102\,500}{810} = 127 < 150 \text{ кгс/см}^2.$$

Относительный прогиб прогона для нашего случая загрузки:

$$\frac{f}{l_1} - \frac{P^0 b (3l_1 - 4b^2)}{24 EJ l_1} + \frac{P^0 l_1^2}{48 EJ} = \frac{19 P^0 l_1^2}{864 EJ}$$

где

$$l_1 = l - 2a \quad l = 2 \frac{1}{b} l \quad \frac{2}{3} l; \\ b = 0.25 l - a \quad \frac{l}{6} \quad \frac{l}{12}$$

Подставляя числовые значения величин, получим

$$\frac{f}{h} = \frac{19\ 656.500^2}{864\ 10^5\ 7290} - \frac{1}{202} < \frac{1}{200}$$

Сечение стойки принимаем тоже из бруса 15×18 см.
Полное усилие, передающееся на стойку

$$N = 4 \quad P = 4.820 - 3280 \text{ KZC.}$$

Напряжение смятия в подбалке в месте опирания на стойку

$$\sigma_{\text{с.м.}} = \frac{3280}{12,18} = 269,2 \text{ кгс/см}^2.$$

Для придания жесткости всей системе в продольном направлении ставим через 3—5 пролетов специальные раскосные связи, скрепляемые со стойками и прогонами болтами (рис. 3.5, в).

Пример 3.7. Прогон, усиленный подкосами, поддерживает наклонные стропила бесчердачного покрытия временного складского здания (рис. 3.6, а). Прогон опирается на внутренние стойки, расположенные вдоль здания в два ряда через $l = 5$ м. Шаг стропил $B = 1,3 - 1,67$ м. Расчетная сосредоточенная нагрузка на прогон от

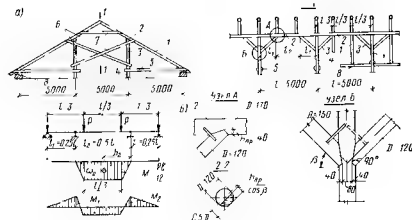


Рис. 36 Подстроичная конструкция с подкосами

1 — стропильная нога, 2 — прогон, 3 — подкос, 4 — стойка, 5 — парная затяжка, 6 — крепящая связь к.в., 7 — ригель, 8 — мауэрлат

давления стропил и собственного веса прогона $P = 1920$ кс. Рассчитать подстропильную конструкцию.

Р е ш е н и е. Прогон проектируем из бревен с сохранением сбега. Подкосы размещаем в четвертях пролета прогона. Тогда длина крайнего участка прогона $l_1 = 0,25 l = 1,25$ м, а среднего участка - $l_2 = 0,5 l = 2,5$ м. Угол наклона подкосов к горизонту принимаем $\beta = 45^\circ$ ($\sin \beta = \cos \beta = 0.707$).

Прогон в расчетном отношении рассматриваем как трехпролетную неразрезную балку, нагруженную в среднем пролете двумя сосредоточенными силами P (рис. 3.6, б). Вследствие симметрии балки и нагрузки для определения опорных моментов достаточно составить лишь одно уравнение трех моментов:

$$M_0 l_1 + 2M_2(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6 \frac{2b_2}{l_0}.$$

Подставляя в это уравнение $M_0 = 0$; $M_2 = M_1$;

$$\omega_2 = 0,5 \left(\frac{l}{2} + \frac{l}{3} \right) \left(\frac{l}{3} - \frac{l}{4} \right) P = \frac{5}{144} P; \quad \frac{b_2}{l_2} = \frac{1}{2}.$$

получаем

$$M_1 = -\frac{5}{96} Pl = -\frac{5 \cdot 1920 \cdot 5}{96} = -500 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Принимаем прогон из бревна диаметром $D_0 = 17$ см в тонком конце. Тогда расчетный диаметр бревна в месте врубки подкоса в прогон

$$D = D_0 + 0,008 (l_1 + 0,5 l_{от}) = 17 + 0,008 (125 + 16) = 18,1 \text{ см}.$$

Здесь $l_{от}$ — длина стыка прогона косым прирубом, принятая равной $2 D_0$.

Глубину врубки подкоса в прогон и стойку принимаем $h_{вр} = 4$ см. Отношение

$$h_{вр}/D = \frac{4}{18,1} = 0,22.$$

Тогда по приложению 2 [11] находим $k_w = 0,675$.

Момент сопротивления сечения

$$W_{нт} = k_w \frac{\pi D^3}{32} = 0,675 \frac{3,14 \cdot 18,1^3}{32} = 393 \text{ см}^3.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{M_1}{W_{нт}} = \frac{50000}{393} = 127 < 150 \text{ кгс/см}^2.$$

где 150 кгс/см^2 — расчетное сопротивление изгибу R_n для временных сооружений [5].

Предполагая возможную осадку средних опор, производим проверку сечения под грузом. При этом средний участок прогона рассматриваем как балку на двух опорах с пролетом l_2 .

Изгибающий момент на среднем участке (см. рис. 3.6, б)

$$M = P \left(\frac{l}{4} - \frac{l}{3} \right) = \frac{Pl}{12} = \frac{1950 \cdot 5}{12} = 812 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Расчетный диаметр бревна в сечении под грузом

$$D = 17 + 0,008 (167 + 16) \approx 18,5 \text{ см}.$$

В месте опирания стропильной ноги прогон подтесываем сверху на ширину $D/2$ ($h_{от} \approx 1$ см).

Момент сопротивления сечения по приложению 3

$$W_{нт} = 0,0908 D^3 = 0,0908 \cdot 18,5^3 = 575 \text{ см}^3,$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{M}{W_{нт}} = \frac{81200}{575} = 141 < 150 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверим достаточность принятой глубины врубки подкоса в прогон. Давление в месте опирания прогона на подкос, равное реакции средней опоры неразрезной балки:

$$V = P + \frac{M_1}{l_1} = 1920 + \frac{500}{1,25} = 2320 \text{ кгс}.$$

Усилие сжатия в подкосе по формуле (3.11)

$$N = \frac{2320}{0,707} = 3920 \text{ кгс}.$$

Подкос устраиваем из бревен диаметром $D_0 = 12$ см, $F = 113 \text{ см}^2$. Усилие действует под углом $\beta = 45^\circ$ к направлению волокон древесины прогона и стойки. Расчетное сопротивление смятию для временных сооружений (приложение 4) $R_{см 45} = 70 \text{ кгс/см}^2$. Площадь упора подкоса (площадь смятия) при принятой глубине врубки $h_{вр} = 4$ см находим по приложению 2 [11]. Отношение стрелы сегмента врубки к диаметру подкоса (рис. 3.6, в):

$$\frac{h_{вр}}{\cos \beta D_0} = \frac{4}{0,707 \cdot 12} = 0,473.$$

Этому отношению соответствует $k_F = 0,54$. Площадь смятия

$$F_{см} = (1 - k_F) F = (1 - 0,54) 113 = 52,3 \text{ см}^2.$$

Напряжение смятия

$$\sigma = \frac{N}{F_{см}} = \frac{3920}{52,3} = 63 < 70 \text{ кгс/см}^2.$$

Стойку под прогон проектируем из бревен диаметром $D_0 = 15$ см. Расчетный диаметр стойки в месте примыкания подкосов равен: $D = 15 + 0,008 \cdot 125 = 16$ см. Глубина врубки составляет $h_{вр} = 4$ см, $0,25 D$. Расчет стойки на продольный изгиб ведем аналогично расчету, приведенному в примере 3.8.

Пример 3.8. Рассчитать и сконструировать подстропильную конструкцию ригельно-подкосной системы для бесчердачного жилого здания, схема которого представлена на рис. 3.7, а. Расчетная нагрузка на подстропильную конструкцию от веса утепленного покрытия и снега (включая собственный вес конструкции) составляет $q = 1300 \text{ кгс/м}$.

Решение. Прогон, ригель и подкосы подстропильной конструкции проектируем из брусев, а стойки — из бревен, поскольку круглая форма стоек больше отвечает эксплуатационным требованиям.

Длину крайнего участка прогона назначаем равной $l_1 = 1,25$ м, а среднего — $l_2 = 3,5$ м. Расстояние от оси ригеля до точки пере-

Напряжение в ригеле по формуле (1.13)

$$\sigma = \frac{3480}{299} + \frac{96000}{896 \cdot 0,88} \cdot \frac{130}{150} = 117 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчет стойки. Полная высота стойки от верха фундамента до прогона $h = 4,2$ м. Стойку проектируем из бревна диаметром $D_0 = 20$ см в тонком конце. Проверяем устойчивость стойки из плоскости системы.

Расчетное нормальное усилие при полном нагружении двух смежных пролетов

$$N_c = ql = 1300 \cdot 6 = 7800 \text{ кгс.}$$

Диаметр в расчетном сечении (в середине высоты стойки) с учетом сбега бревна

$$D = 20 + 0,008 \cdot 210 \approx 21,6 \text{ см.}$$

Площадь сечения

$$F = \frac{3,14 \cdot 21,6^2}{4} = 366 \text{ см}^2.$$

Гибкость

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{420}{0,25 \cdot 21,6} = 78.$$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,51$.

Напряжение по формуле (1.3)

$$\sigma = \frac{7800}{0,51 \cdot 366} = 42 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчет подкоса. Усилие в подкосе по формуле (3.11)

$$N = \frac{3880}{0,746} = 5200 \text{ кгс.}$$

Подкос принимаем из бруса сечением 18×18 см.

Длина подкоса

$$l_a = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{125}{0,666} = 188 \text{ см.}$$

При небольшой длине подкоса устойчивость его не проверяем.

Проверим напряжение смятия в месте сопряжения подкоса с ригелем

$$\sigma_{см} = \frac{N}{F_{см}} = \frac{5200}{18 \cdot 18} = 16,2 < R_{см 48} = 37 \text{ кгс/см}^2,$$

где 37 кгс/см^2 — расчетное сопротивление смятию для лобового упора под углом 48° (приложение 4, кривая 1). Сопряжение подкоса со стойкой выполняем через упорные коротыши сечением $7,5 \times 18$ см.

Вертикальная составляющая усилия в подкосе $V = 3880$ кгс. Угол между вертикальной составляющей и направлением волокон подкоса $\alpha_{см} = 90 - \beta \approx 42^\circ$.

Напряжение смятия в месте упора подкоса в коротыш

$$\sigma_{см} = \frac{V}{F_{см}} = \frac{3880}{7,5 \cdot 18} = 28,8 < R_{см 42} = 47 \text{ кгс/см}^2.$$

Диаметр стойки в месте примыкания подкоса

$$D_1 = 20 + 0,008 (140 + 10) = 21,2 \text{ см.}$$

Глубину врезки коротыша в стойку принимаем $h_{вр} = 3,5$ см. Площадь сегмента (приложение 1) $F_{см} = 38 \text{ см}^2$.

Напряжение смятия в месте примыкания коротыша к стойке

$$\sigma_{см} = \frac{V}{F_{см}} = \frac{3880}{38} = 102 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Детали узлов конструкции показаны на рис. 3.7, в.

§ 13 СБОРНЫЕ НАСЛОННЫЕ СТРОПИЛА

Современным индустриальным методам строительства наиболее полно отвечают сборные решения стропильных конструкций, отдельные монтажные элементы которых, изготовленные на деревообделочных заводах или в централизованных мастерских строительных организаций, доставляются на строительную площадку, где производится их укрупнительная сборка и установка на место. Это позволяет значительно сократить сроки устройства стропил, снизить трудоемкость работ и уменьшить расход древесины.

Пример 3.9. Запроектировать и рассчитать сборные наслонные стропила под кровлю из асбестоцементных волнистых листов марки ВО для животноводческого здания шириной $6 + 6 + 6 = 18$ м (рис. 3.8, а). Наружные стены здания — кирпичные, чердачное перекрытие — сборное железобетонное, внутренние опоры — железобетонные колонны с шагом расстановки 6 м. Чердак используется в качестве склада грубых кормов. Уклон кровли $i = 1:3$ ($\alpha = 18^\circ 26'$; $\cos \alpha = 0,949$; $\sin \alpha = 0,316$). Нормативный снеговой покров 100 кгс/м^2 .

Решение. Стропильную конструкцию проектируем из следующих сборочных элементов (см. рис. 3.8, а): шпатов обрешетки 1, стропильных ног 2, треугольных безрезьчатых ферм 3, мауэрлатов 4, прогонов 5 и опорных рам 6.

Расчет обрешетки. Шаг расстановки стропил принимаем $B = 1,5$ м. Обрешетку устраиваем шитовой обрешеткой (рис. 3.8, б) с внешними габаритами шита 2×3 м, что обеспечивает их перевозку в кузове автомашины. Каждый шит опирается на три стропильные ноги и поэтому бруски обрешетки работают как двухпролетные неразрезные балки. Бруски обрешетки рассчитываем

тяжение (рис. 3.9, а) $Z = V \sin \alpha = 647 \cdot 0,316 = 205$ кс. Для восприятия этой составляющей в месте опирания стропильной ноги на консоль ставим один болт ($d = 12$ мм), работающий как односрезный нагель. Усилие, которое может выдержать болт (приложение 5), $T_n = 360 > 205$ кс.

Расчет фермы. Треугольная безрешетчатая ферма сконструирована из двух наклонных дощатых элементов с консолями и затяжками (рис. 3.8, в). Она может быть доставлена на место возведения в го-

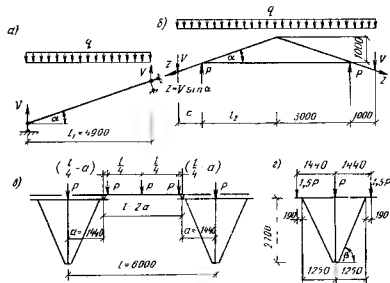


Рис. 3.9 Расчетные схемы

а — стропильной ноги, б — фермы; в — прогона, е — опорной рамы

товом виде или «россыпью» с доставкой отдельно элементов верхнего пояса и затяжки и последующей сборкой их на строительной площадке.

Ферму рассматриваем как простейшую стержневую систему, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой (рис. 3.9, б). Сжимающее усилие в верхнем поясе фермы определяем по формуле

$$N = \frac{ql}{4 \sin \alpha} = \frac{264 \cdot 3}{4 \cdot 0,316} = 628 \text{ кс.}$$

Изгибающий момент на опоре

$$M_{оп} = V_e + \frac{qc^2}{2} = 647 \cdot 1 + \frac{264 \cdot 1^2}{2} = 779 \text{ кс} \cdot \text{м.}$$

Сечение пояса принимаем такое же, как и стропильной ноги, т. е. $2 \times 5 \times 20$ см.

Напряжение в опорном сечении

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \cdot \frac{R_o}{R_n} = \frac{628}{200} + \frac{77900}{667} \cdot \frac{130}{130} = 120 < 130 \text{ кс/см}^2.$$

Вследствие большого разгружающего действия консоли проверку сечения пояса в пролете не производим. Устойчивость пояса из плоскости системы обеспечивается жесткостью шптов с диагональными элементами.

Усилие в затяжке определяем по формуле

$$H = N \cos \alpha = \frac{al}{4 \lg \alpha} = \frac{264 \cdot 3}{4 \cdot 1} = 594 \text{ кс.}$$

Кроме того, на затяжку передается горизонтальная составляющая растягивающего усилия в консоли. Полное растягивающее усилие в опорном сечении консоли

$$N_p = Z + q c \sin \alpha = 205 + 264 \cdot 1 \cdot 0,316 = 288 \text{ кс.}$$

Горизонтальная составляющая этого усилия

$$N_p \cos \alpha = 288 \cdot 0,949 = 273 \text{ кс.}$$

Полное усилие, растягивающее затяжку,

$$H_n = 594 + 273 = 867 \text{ кс.}$$

Затяжку принимаем из одной доски сечением 5×13 см, соединяемой с верхним поясом болтом ($d = 12$ мм) и четырьмя гвоздями 5×150 мм, работающими как двухсрезные нагели (см. рис. 3.8, в).

Несущая способность болта

$$T_b = 2V/k_b T_o = 2\sqrt{0,97} \cdot 300 = 590 \text{ кс.}$$

где k_b — коэффициент, определяемый по табл. 2.2;

T_o — несущая способность нагеля на один срез (приложение 5).

Длина защемления конца гвоздя во втором крайнем элементе по формуле (2.9)

$$a_{гв} = 15 - 5 - 5 - 2 \cdot 0,2 - 1,5 \cdot 0,5 = 3,85 \text{ см.}$$

Несущая способность гвоздя:

по первому срезу $T_{гв} = 250 \cdot 0,5^2 + 5^2 = 87,5$ кс;

по второму срезу $T_{гв} = 250 \cdot 0,5^2 + 3,85^2 = 77,5$ кс;

на оба среза $T_{гв} = 87,5 + 77,5 = 165$ кс.

Полная расчетная несущая способность соединения

$$0,9 (T_b + 4 T_{гв}) = 0,9 (590 + 4 \cdot 165) = 1125 > 867 \text{ кс,}$$

где 0,9 — коэффициент, учитывающий снижение несущей способности соединения, выполненного на нагелях разных видов [1].

Расчетная площадь нетто затяжки

$$F_{нт} = 5 (13 - 1,2 - 2 \cdot 0,5) = 54 \text{ см}^2.$$

Напряжение растяжения

$$\sigma = \frac{788}{54} - 14,6 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверим консоль на растяжение с изгибом в опорном сечении. Площадь нетто

$$F_{\text{нр}} = 2,5 (20 - 1,2 - 2,0,5) = 178 \text{ см}^2.$$

Напряжение по формуле (1.12)

$$\sigma = \frac{288}{178} + \frac{77900}{667} \cdot \frac{80}{130} - 73,5 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчет прогона. Прогон уложен на опорные консольные рамы (см. 3.8, з, д). Полная длина вылета консоли рамы $a_1 = 150$ см. Расчетная длина вылета может быть принята равной полной длине, уменьшенной на 0,01 l , т. е.

$$a = a_1 - 0,01 l = 150 - 0,01 \cdot 600 = 144 \text{ см.}$$

Давление от стропильных ног на прогон с учетом собственного веса подстропильной конструкции (принимая его ориентировочно равным 2,5% нагрузки):

$$P = 1,025 [V + q(c + l_2)] = 1,025 [647 + 264(1 + 3)] = 1750 \text{ кгс.}$$

Расчетная схема прогона изображена на рис. 3.9, в.

Максимальный изгибающий момент в прогоне

$$M = P(l/4 - a) + \frac{P(l - 2a)}{4} = \\ = 1750 \cdot 0,06 + 1750 \cdot \frac{6 - 2 \cdot 1,44}{4} = 1470 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Сечение прогона принимаем 15×20 см с $W = 1000 \text{ см}^3$.

Напряжение изгиба в прогоне

$$\sigma = \frac{147000}{1000} = 147 < 150 \text{ кгс/см}^2.$$

Отверстия для болтов просверлены заранее только в прогоне (см. рис. 3.8, з). В подбалке рамы отверстия сверлят через прогон только после окончательной сборки, выверки и скрепления прогона с подбалкой монтажными гвоздями.

Расчет опорной рамы. Опорная рама состоит из подбалки, стойки и двух подкосов, скрепленных в один монтажный элемент накладками на гвоздях (см. рис. 3.8, д). Расчетная схема нагружения рамы изображена на рис. 3.9, г.

Подбалка опирается на подкосы и стойку, поэтому в расчетном отношении ее можно рассматривать как двухпролетную балку с консолями.

Изгибающий момент в точке C пересечения осей подбалки и подкоса составляет:

$$M_C = 1,5 P(a - a_2) = 1,5 \cdot 1750(1,44 - 1,25) = 497 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Опорное давление в точке C равно:

$$C = 1,5P + \frac{M_C}{a_2} = 1,5 \cdot 1750 + \frac{497}{1,25} = 3020 \text{ кгс.}$$

Тангенс угла наклона оси подкоса к горизонту

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{285}{125} = 2,28.$$

Этому соответствуют: $\beta = 66^\circ 15'$; $\cos \beta = 0,402$; $\sin \beta = 0,916$.

Сжимающее усилие в подкосе по формуле (3.11)

$$N = \frac{C}{\sin \beta} = \frac{3020}{0,916} = 3300 \text{ кгс.}$$

Свободная длина подкоса

$$l_0 = \frac{285 - 15}{0,916} = 295 \text{ см.}$$

Сечение подкоса принимаем 10×15 см.

Тогда:

$$\lambda = \frac{295}{0,289 \cdot 10} = 102; \varphi = 0,3;$$

$$\sigma = \frac{3300}{0,3 \cdot 150} = 73,4 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Глубину врубки подкоса в подбалку принимаем равной $h_{\text{вр}} = 3$ см.

Напряжение смятия во врубке

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N \cos \beta}{b h_{\text{вр}}} = \frac{3300 \cdot 0,402}{15 \cdot 3} = 29,5 < 36 \text{ кгс/см}^2,$$

где 36 кгс/см^2 — расчетное сопротивление смятию $R_{\text{см}}$ во врубке при угле β (приложение 4).

Подбалку принимаем из бруса сечением 15×15 см.

Площадь и момент сопротивления ослабленного врубкой сечения подбалки равны:

$$F = (h - h_{\text{вр}}) b = (15 - 3) 15 = 180 \text{ см}^2; \\ W = \frac{15(15 - 3)^2}{6} = 360 \text{ см}^3.$$

Подбалка в расчетном сечении работает на совместное действие растяжения и изгиба.

Усилие растяжения в подбалке

$$N = \frac{C}{\operatorname{tg} \beta} = \frac{3020}{2,28} = 1325 \text{ кгс.}$$

Это усилие относительно оси ослабленного сечения приложено с эксцентриситетом

$$e = \frac{h - h_{np}}{2} + \frac{h_{np}}{2} = \frac{h}{2} = 7,5 \text{ см.}$$

Обратный изгибающий момент от эксцентричного приложения растягивающей силы в подбалке

$$M_H - H e = 1325 \cdot 7,5 = 9950 \text{ кгс·см.}$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = M_C - M_H = 49\,700 - 9950 = 39\,750 \text{ кгс·см.}$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{1325}{180} + \frac{39\,750}{360} \cdot \frac{80}{130} = 75,4 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

Сечение стойки принимаем без расчета $15 \times 15 \text{ см.}$

Пример 3.10. Запроектировать и рассчитать сборные дощатые стропила для сельского служебно-бытового здания с кирпичными стенами при ширине здания $6 + 6 = 12 \text{ м}$ (между осями наружных стен). Кровля из пазовой черепицы. Уклон кровли $\alpha = 30^\circ$. Нормативный снеговой покров 100 кгс/м^2 . Стропила изготовляют в плотничном цехе производственных мастерских межколхозострой.

Решение. Сборные стропила проектируем из следующих основных сборочных элементов (рис. 3.10, а): стропильных щитов 1, верхних обрешеточных щитов 2, нижних карнизных щитов 3, коньковых безраскосных треугольных ферм 4, продольных полкосных рам 5, устанавливаемых на кирпичные столбы, расположенные через $3,6 \text{ м}$ один от другого. Для придания поперечной жесткости всей системе стропильные щиты противоположных скатов через каждые $3,6 \text{ м}$ соединяют между собой на месте после сборки стропил парными схватками 6. В коныке покрытия по фермам укладывают коньковый прогон 7.

Геометрические размеры элементов стропила (в осях) приведены на рис. 3.10, б. При этом учтено, что ось мауэрлата смещена относительно оси стены на 5 см (рис. 3.11, узел А).

Расчет стропильного щита. Стропильный щит (рис. 3.11, а) имеет размер в плане $2,4 \times 5,44 \text{ м}$ и состоит из четырех дощатых продольных ребер с уложенной по ним обрешеткой из брусков $5 \times 5 \text{ см}$, располагаемых через 31 см один от другого. Геометрическая неизменяемость щита обеспечивается введением в его состав диагональных брусков. Нижним концом щиты опираются на брусчатый мауэрлат, а верхним — на рамные опоры.

Брус обрешетки в расчетном отношении представляет собой двухпролетную балку с пролетом $l = 110 + 5 = 115 \text{ см}$. Расчет брусков ведем аналогично расчету, изложенному в примере 3.2.

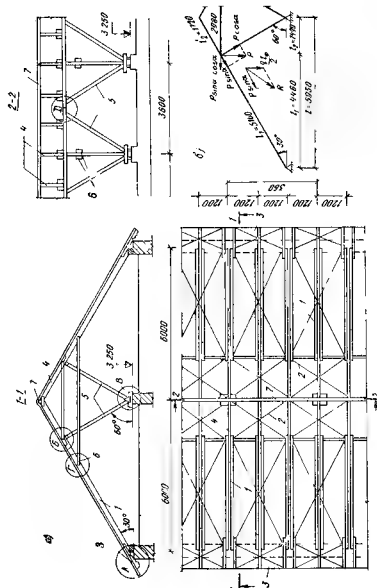


Рис. 3.10 Конструкция и геометрическая схема стропил

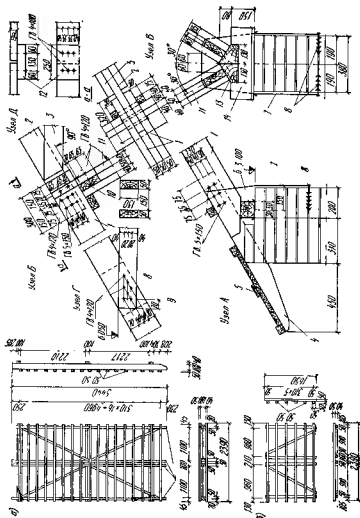


Рис. 3.11. Схемы шитов и детали узлов строения

Продольные ребра шита рассчитываем как балки с наклонной осью. Пролет в плане $l_1 = 4,46$ м. Вычисление нагрузок, приходящихся на 1 пог. м горизонтальной проекции продольного ребра, приведено в табл. 3.6.

ТАБЛИЦА 9.6

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/м	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кгс/м
Черепичная кровля, $\frac{50 \cdot 2,4}{4 \cdot 0,866}$. . .	34,6	1,1	38,1
Обрешетка, $\frac{0,05 \cdot 0,05 \cdot 500 \cdot 2,4}{4 \cdot 0,31 \cdot 0,866}$. . .	2,8	1,1	3,1
Ребро сечением 5×18 см, $\frac{0,05 \cdot 0,18 \cdot 500}{0,866}$	5,2	1,1	5,7
Снеговая нагрузка, $\frac{100 \cdot 2,4}{4} \cdot \frac{60 - \alpha}{35}$	51,4	1,4	72
Итого	94	—	119

Максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{ql_1^2}{8} = \frac{119 \cdot 4,46^2}{8} = 296 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Сечение ребра принимаем 5×18 мм с $W_x = 270 \text{ см}^3$ и $J_x = 2480 \text{ см}^4$.

Напряженне изгиба

$$\sigma - \frac{29\,600}{270} - 110 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Относительный прогиб ребра по формуле (3.6)

$$\frac{1}{L_1} = \frac{5 \cdot 0,94 \cdot 446^3}{384 \cdot 10^6 \cdot 2480 \cdot 0,866} - \frac{1}{198} \approx \frac{1}{200}.$$

Парные схватки устраиваем из досок 5×13 см, прикрепляемых к ребрам щитов встречными гвоздями 4×120 мм, поставленными по 7 штук с каждой стороны соединения. Гвозди ставим конструктивно без расчета. Промежуток между ребрами в месте прикрепления схваток заполняем прокладкой (рис. 3.11, узел Г).

Расчет коньковой фермы. Безраскосные треугольные фермы (рис. 3.12, а) образуют конек крыши. Ферма состоит из двух наклонных стропильных ног и затяжки. Стропильные ноги ферм заходят между рабами стропильных шпатов и скрепляются с ними гвоздями. По фермам укладывают обрешеточные шпаты (рис. 3.11, б). Сечение брусов обрешетки этих шпатов принято таким же, как и в стропильном шпате. Сечения остальных элементов шпата назначают конструктивно, без расчета.

Расчетная нагрузка, приходящаяся на 1 пог. м коньковой фермы,

$$q = 2 \cdot 119 = 238 \text{ кгс м.}$$

Пролет фермы $l_1, 2 l_2 = 2,98 \text{ м.}$

Сжимающее усилие в верхнем поясе фермы

$$N = \frac{ql_1}{4 \sin \alpha} = \frac{238 \cdot 2,98}{4 \cdot 0,5} = 355 \text{ кгс.}$$

Изгибающий момент от местной нагрузки

$$M = \frac{ql_1^2}{32} = \frac{238 \cdot 2,98^2}{32} = 66,2 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Верхний пояс конструируем из одной доски сечением $5 \times 15 \text{ см}$ с $F = 75 \text{ см}^2$ и $W_x = 187 \text{ см}^3$.

Гибкость стержня в плоскости изгиба

$$\lambda = \frac{l_1}{2 \cos \alpha} = \frac{298}{2 \cdot 0,866 \cdot 0,29 \cdot 15} = 40.$$

Коэффициент по формуле (1.14)

$$\xi = 1 - \frac{40^2}{3100} = \frac{355}{75 \cdot 130} = 0,98.$$

Напряжение по формуле (1.13)

$$\sigma = \frac{355}{75} + \frac{6620}{0,98 \cdot 187} = 41 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Растягивающее усилие в затяжке

$$H_1 = \frac{N_1}{4 \tan \alpha} = \frac{238 \cdot 2,98}{4 \cdot 0,577} = 310 \text{ кгс.}$$

Кроме того, затяжка фермы воспринимает горизонтальную составляющую скатной нагрузки.

Сосредоточенное вертикальное усилие в месте опирания стропильного щита и фермы на опорную раму

$$P = q (0,5 l_1 + l_2) = 238 (0,5 \cdot 4,46 + 1,49) = 885 \text{ кгс.}$$

Скатная составляющая этой нагрузки (см. рис. 3.10, б)

$$P \sin \alpha = 885 \cdot 0,5 = 443 \text{ кгс.}$$

Горизонтальная проекция скатной составляющей

$$H_2 = P \sin \alpha \cos \alpha = 443 \cdot 0,866 = 383 \text{ кгс.}$$

Полное растягивающее усилие в затяжке

$$H = H_1 + H_2 = 310 + 383 = 693 \text{ кгс.}$$

Затяжку проектируем из двух досок сечением $4 \times 13 \text{ см}$. Ввиду очевидного запаса прочности напряжения не проверяем. Затяжку

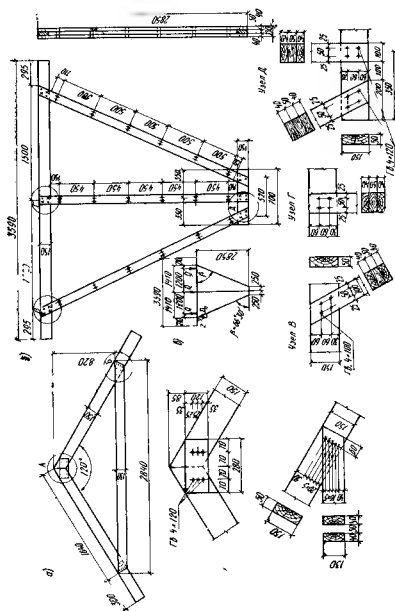


Рис. 3.12. Детали фермы и опорной рамы

с верхним поясом скрепляем восемью гвоздями 4×120 мм по четыре гвоздя с каждой стороны соединения (см. рис. 3.12, а).

Несущая способность гвоздя:

на первый срез $T'_{гв} = 250 \cdot 0,4^2 + 4^2 = 56$ кгс;
на второй срез $T''_{гв} = 250 \cdot 0,4^2 + 2^2 = 44$ кгс,
где $a_{гв} = 120 - 40 - 50 - 2 \cdot 2 - 1,5 \cdot 4 = 20 > 4$ д.г.в. = 16 мм.

Несущая способность соединения

$$8 (T'_{гв} + T''_{гв}) = 8 (56 + 44) = 800 > 693 \text{ кгс.}$$

Доски верхнего пояса коньковых ферм скрепляем с ребрами стропильных щитов шестью гвоздями 5×150 мм (рис. 3.11, узел Б). Так как верхний пояс не опирается непосредственно на раму, то эти гвозди воспринимают равнодействующую двух усилий: скатной составляющей — 443 кгс и вертикального давления от фермы

$$\frac{q_{ф}}{2} = \frac{238 \cdot 2,98}{2} = 355 \text{ кгс.}$$

Равнодействующую определяем графически (см. рис. 3.10, б); она равна 700 кгс.

Несущая способность гвоздя:

на первый срез $T'_{гв} = 250 \cdot 0,5^2 + 5^2 = 87,5$ кгс;
на второй срез $T''_{гв} = 250 \cdot 0,5^2 + 3,85^2 = 77,5$ кгс,
где $a_{гв} = 150 - 50 - 50 - 2 \cdot 2 - 1,5 \cdot 5 = 38,5 > 4 \cdot 5 = 20$ мм.

Несущая способность соединения

$$6 (87,5 + 77,5) = 990 > 700 \text{ кгс.}$$

Расчет опорной рамы. Составляющая вертикального усилия, действующая в плоскости рамы (см. рис. 3.10, б):

$$Q = P \cos \alpha = 885 \cdot 0,866 = 766 \text{ кгс.}$$

Рама нагружена тремя сосредоточенными силами Q , как показано на рис. 3.12, в. Горизонтальный элемент рамы работает на растяжение с изгибом.

Изгибающий момент

$$M = \frac{Qab}{l} = \frac{766 \cdot 0,21 \cdot 1,2}{1,41} = 132 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Растягивающее усилие

$$Z = \frac{b}{l} \cdot \frac{Q}{\operatorname{tg} \beta} = \frac{1,2}{1,41} \cdot \frac{766}{2,3} = 285 \text{ кгс.}$$

Сечение элемента принимаем 5×15 см с $F = 75$ см², $W_x = 187$ см³.

Напряжение по формуле (1.12)

$$\sigma = \frac{285}{75} + \frac{13200}{187} \cdot \frac{100}{190} = 58 < 100 \text{ кгс/см}^2.$$

Сжимающее усилие в подкосе рамы

$$D_{п} = \frac{b}{l} \cdot \frac{Q}{\sin \beta} = \frac{1,2 \cdot 766}{1,41 \cdot 0,894} = 735 \text{ кгс.}$$

Сжимающее усилие в стойке

$$V = 2 \frac{a}{b} Q + Q - 2 \frac{0,21}{1,41} 766 + 766 = 985 \text{ кгс.}$$

Подкосы и стойку рамы рассчитывают как сжатые стержни с неравномерно нагруженными ветвями (см. пример 5.4).

Подкос прикреплен к горизонтальному элементу рамы четырьмя гвоздями 4×120 мм. Эти гвозди воспринимают горизонтальную составляющую усилия в подкосе $Z = 285$ кгс.

Несущая способность соединения

$$4 (56 + 44) = 400 > 285 \text{ кгс.}$$

Напряжение смятия древесины горизонтального элемента в месте опирания на стойку

$$\sigma_{см} = \frac{V}{F} = \frac{985}{5 \cdot 10} = 19,7 < 24 \text{ кгс/см}^2.$$

Рама и ребра щитов прикреплены проволокой к костылям, заложенным в стены при их кладке (см. рис. 3.11, узлы А и В).

ГЛАВА 4

ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ

§ 14. ПРОГОНЫ

Ограждающую часть кровельного покрытия по фермам и другим большепролетным несущим конструкциям (составным балкам, аркам, рамам и др.) устраивают с прогонами или без прогонов с применением панелей. Прогоны предназначены для восприятия нагрузки от кровли и передачи ее на основные несущие конструкции. Обычно применяют прогоны разрезные, консольно-балочные и неразрезные.

Разрезные прогоны целесообразно применять при шаге расстановки несущих конструкций до 4 м. Прогоны, как правило, работают в условиях косоугольного изгиба. Прочность прогона проверяют по формуле (3.4), а прогиб — по формуле (3.5).

При равномерно распределенной нагрузке составляющие прогиба вычисляют по формулам:

$$f_x = \frac{5q^2 \sin \alpha l^4}{384 E J_y}; \quad (4.1a)$$

$$f_y = \frac{5q^2 \cos \alpha l^4}{384 E J_x}. \quad (4.16)$$

Консольно-балочные прогоны применяют при шаге расстановки ферм от 3,6 до 4,7 м. Стыки-шарниры таких прогонов размещают парно через пролет, выполняя их косым прирубом с одним болтом. Длину консоли в пролетах с шарнирами назначают обычно равной 0,15 l . В этом случае при равных пролетах и равномерном их нагружении расчетный изгибающий момент в средних пролетах высчитают по формуле

$$M = 0,6375 q l^2, \quad (4.2)$$

а прогиб по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{192} \cdot \frac{q l^4}{EJ}. \quad (4.3)$$

В крайних пролетах сечение прогона должно быть усилено. Максимальный изгибающий момент при отсутствии стыка в крайнем пролете определяют по формуле

$$M = 0,095 q l^2, \quad (4.4)$$

а прогиб по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{3,5 q l^4}{384 EJ}. \quad (4.5)$$

Основным типом прогонов, применяемых в покрытиях при шаге расстановки несущих конструкций от 5 до 6 м, является многопролетный прогон, конструируемый из двух досок на ребро, стыки которых располагают вразбежку на расстоянии около 0,2 l вправо и влево от опоры. Такой прогон в расчетном отношении представляет собой неразрезную балку с равными пролетами. Чтобы не менять сечение прогона в крайних и средних пролетах, расчет прогона ведут с учетом неразрезности лишь в пределах трех пролетов.

Тогда максимальный изгибающий момент на промежуточной опоре равен:

$$M = \frac{q l^2}{10}, \quad (4.6)$$

а относительный прогиб в крайнем пролете

$$\frac{f}{l} = \frac{2,6 q l^4}{384 EJ}. \quad (4.7)$$

Необходимое число гвоздей в стыках полупрогнов определяют из выражения

$$n_{гв} = \frac{M}{2a_1 T_{гв}}, \quad (4.8)$$

где a_1 — расстояние от оси опоры до центра размещения гвоздей в стыке,

$T_{гв}$ — расчетная несущая способность односрезного гвоздя.

Спаренные прогоны применяют при условии, что их работа на косой изгиб будет исключена. При наклонном положении прогонов

скатная составляющая нагрузки должна быть воспринята жестким в плоскости ската двойным перекрестным или щитовым настилом.

Пример 4.1. Подобрать сечение разрезного прогона (рис. 4.1, а) при следующих данных. Кровля устроена из асбестоцементных волнистых листов марки ВУ, укладываемых непосредственно на про-

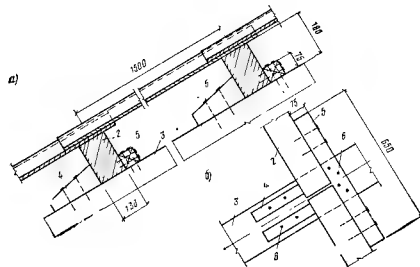


Рис. 4.1. Разрезной прогон

1 — асбестоцементные волнистые листы ВУ, 2 — прогон; 3 — верхний пояс несущей конструкции, 4 — упорная бобышка, 5 — стыковой брус, 6 — гвозди 5 × 150 мм

гоны. Уклон покрытия $i = 1 : 3$ ($\cos \alpha = 0,949$; $\sin \alpha = 0,316$). Расстояние между осями несущих конструкций 4 м. Нормативный снеговой покров 150 кгс/м².

Решение. В соответствии с размерами листов ВУ расстояние между осями прогонов по скату принимаем равным 1,5 м.

Определяем нагрузки на 1 пог. м прогона:
вес кровли

$$20 \cdot 1,5 \cdot 1,1 = 30 \cdot 1,1 = 33 \text{ кгс/м};$$

вес прогона (ориентировочно)

$$0,15 \cdot 0,18 \cdot 500 \cdot 1,1 = 13,5 \cdot 1,1 = 15 \text{ кгс/м};$$

снеговая нагрузка

$$150 \cdot 1,5 \cdot 0,949 \cdot 1,4 = 213,5 \cdot 1,4 = 299 \text{ кгс/м};$$

полная нагрузка

$$q^w = 257 \text{ кгс/м}; q = 347 \text{ кгс/м}.$$

Расчетный пролет прогона

$$l = 400 - 2 \frac{10}{2} = 390 \text{ см.}$$

Здесь 10 — ширина опорной площадки в см, равная половине ширины верхнего пояса несущей конструкции.

Максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{347 \cdot 3,9^2}{8} = 660 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Прогон работает в условиях косоуго изгиба. Составляющие момента относительно главных осей сечения:

$$M_x = M \cos \alpha = 660 \cdot 0,949 = 625 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

$$M_y = M \sin \alpha = 660 \cdot 0,316 = 208 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Задаемся отношением сторон поперечного сечения прогона:

$$\eta = h : b = 1,4.$$

Требуемый момент сопротивления сечения

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_x + \eta M_y}{R_x} = \frac{62500 + 1,4 \cdot 20800}{130} = 705 \text{ см}^3.$$

Требуемая высота сечения

$$h_{\text{тр}} = \sqrt[3]{6\eta W_{\text{тр}}} = \sqrt[3]{6 \cdot 1,4 \cdot 705} = 18,1 \text{ см.}$$

Требуемая ширина сечения

$$b_{\text{тр}} = \frac{h_{\text{тр}}}{\eta} = \frac{18,1}{1,4} = 12,9 \text{ см.}$$

Принимаем брус сечением $b \times h = 13 \times 18 \text{ см}$, для которого:

$$W_x = 702 \text{ см}^3; W_y = 507 \text{ см}^3; J_x = 6318 \text{ см}^4; J_y = 3295 \text{ см}^4.$$

Проверяем напряжение по формуле (3.4):

$$\sigma = \frac{62500}{702} + \frac{20800}{507} = 89 + 41,2 = 130,2 \approx 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Находим составляющие прогиба по формулам (4.1):

$$f_x = \frac{5 \cdot 2,57 \cdot 0,316 \cdot 390^4}{384 \cdot 10^8 \cdot 3295} = 0,74 \text{ см};$$

$$f_y = \frac{5 \cdot 2,57 \cdot 0,949 \cdot 390^4}{384 \cdot 10^8 \cdot 6318} = 1,16 \text{ см.}$$

Полный прогиб прогона по формуле (3.5)

$$f = \sqrt{0,74^2 + 1,16^2} = 1,38 < \frac{1}{200} 400 = 2 \text{ см.}$$

Скатная составляющая нагрузки в месте опирания прогона на несущую конструкцию воспринимается бобышкой, прибитой к верхнему поясу несущей конструкции двумя гвоздями $5 \times 150 \text{ мм}$ (рис. 4.1, б). Кроме того, стык прогонов перекрывается накладками из брусков $75 \times 75 \text{ мм}$, прикрепляемых к поясу и прогонам гвоздями.

Пример 4.2. Рассчитать и сконструировать многопролетный спаренный дощатый прогон с равными пролетами $l = 6 \text{ м}$ (рис. 4.2, а). Нагрузка на прогон: нормативная $q^0 = 230 \text{ кгс/м}$; расчетная $q = 290 \text{ кгс/м}$.

Решение. Расчетный изгибающий момент по формуле (4.6)

$$M = \frac{290 \cdot 6^2}{10} = 1044 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Требуемый момент сопротивления сечения

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R_x} = \frac{104400}{130} = 603 \text{ см}^3.$$

Принимаем сечение прогона из двух досок $6 \times 20 \text{ см}$ с

$$W = 800 \text{ см}^3 \text{ и } J = 8000 \text{ см}^4.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{104400}{800} = 130,5 \approx 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Относительный прогиб в крайнем пролете по формуле (4.7)

$$\frac{f}{l} = \frac{2,6 \cdot 2,3 \cdot 600^3}{384 \cdot 10^8 \cdot 8000} = \frac{1}{238} < \frac{1}{200}.$$

Расстояние от оси опоры до стыка

$$a = 0,2 l = 0,2 \cdot 600 = 120 \text{ см.}$$

Гвозди, скрепляющие стык, принимаем $4 \times 120 \text{ мм}$.

Расстояние от оси опоры до центра размещения гвоздей при двухрядной их расстановке (рис. 4.2, а):

$$a_1 = 120 - (8 + 4) = 108 \text{ см.}$$

Расчетная несущая способность односрезного гвоздя

$$T_{\text{гв}} = 400 d_{\text{г}}^2 = 400 \cdot 0,4^2 = 64 \text{ кгс.}$$

Необходимое число гвоздей с каждой стороны стыка по формуле (4.8)

$$n_{\text{гв}} = \frac{104400}{2 \cdot 108 \cdot 64} = 7,6 \text{ шт.}$$

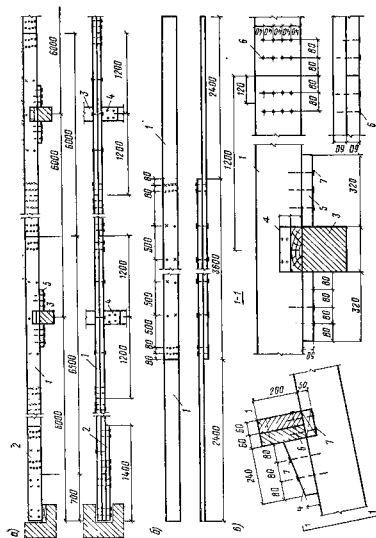


Рис 42 Многопролетный спаренный прогон

1 — доки прогона, 2 — накладки стыка в крайнем пролете; 3 — верхний пояс несущей конструкции, 4 — упорная балка, 5 — присосыны, 6 — гвозди 4×120 мм, 7 — гвозди 5×150 мм

Принимаем восемь гвоздей. Расставляем их в два ряда по четыре гвоздя в каждом ряду. В остальной части прогона ставим без расчета по два гвоздя размером 4×120 мм через 50 см.

Поскольку стандартная длина пиломатериала ограничивается 6,5 м, то одна из досок прогона должна стыковаться вблизи крайней опоры. Стык перекрывается накладкой, скрепляемой со стыкуемой доской гвоздями (см. рис. 4.2, а).

До подъема прогона в проектное положение во время сборки на боек два полупрогона на участке нахлестки сбивают гвоздями, образуя монтажный элемент (рис. 4.2, б). Остальные гвозди забивают на бойке на глубину лишь одной из досок и добивают до отказа в доски набегающих полупрогонов только после подъема на место установщика.

§ 15. ЩИТЫ И ПАНЕЛИ СБОРНЫХ ПОКРЫТИЙ

Ограждающую часть сборных покрытий по несущим деревянным конструкциям выполняют обычно в виде готовых укрупненных кровельных щитов или утепленных панелей, изготовляемых на производственных предприятиях строительных организаций или на деревообрабатывающих заводах. Применение кровельных щитов и панелей обеспечивает высокую степень сборности покрытия в монтаже и надежность в эксплуатации.

Кровельные шты выполняются, как правило, двухслойными. Верхний слой состоит из брусков-обрешетин или дощатого сплошного настила, а нижний — из поперечных и диагональных элементов, образующих решетку, что обеспечивает неизменяемость штывов время транспортирования и монтажа, а также пространственную жесткость покрытия во время эксплуатации. Элементы верхнего слоя шты в местах пересечения с элементами решетки скрепляют гвоздями.

Утепленные панели покрытий состоят из деревянного каркаса, обшивок, соединенных с каркасом гвоздями, шурупами или клеем, и утеплителя, уложенного и укрепленного между листами обшивки.

Деревянный каркас панели выполняют из досок или брусьев. Обшивки панелей — из тонких досок или листовых материалов на древесной основе (строительная фанера, древесностружечные плиты и др.).

В качестве утеплителя применяют различные плитные теплоизоляционные материалы. Толщину утеплителя определяют теплотехническим расчетом.

Внутреннее пространство панелей должно иметь пароизоляцию со стороны помещения. Кроме того, необходимо обеспечить аэрацию внутреннего пространства между утеплителем и наружной обшивкой, которое должно сообщаться с наружным воздухом.

При скреплении обшивок с каркасом панели податливыми связями (гвоздями, шурупами) работа обшивок на изгиб не учитывается. Несущими элементами панели в этом случае будут только

продольные ребра каркаса, которые рассчитывают на изгиб как разрезные прогоны покрытий.

Расчет клееных фанерных панелей на изгиб ведут с учетом совместной работы фанерных обшивок и продольных ребер каркаса. Поскольку модули упругости фанеры и дрессины различны, то панель рассчитывают как балку коробчатого сечения, составленную из разных материалов, по приведенным характеристикам сечения. Приведение производят к наиболее напряженному материалу — фанере обшивок. Кроме того, учитывают неравномерность распределения нормальных напряжений по ширине обшивок умножением ширины обшивок на коэффициент 0,9.

Листы фанеры обшивок стыкуют обычно «на ус», при этом они образуют непрерывную ленту, равную длине панели.

Растянутую обшивку панели проверяют на прочность по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_{пр}} \leq k_{\phi} R_{\phi, пр} \quad (4.9)$$

где M — расчетный изгибающий момент;
 $W_{пр}$ — момент сопротивления поперечного сечения, приведенного к фанере;

$R_{\phi, пр}$ — расчетное сопротивление фанеры растяжению;

$k_{\phi} = 0,6$ — коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерной обшивки.

Сжатую обшивку панели проверяют на устойчивость по формуле

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_{\phi} W_{пр}} \leq R_{\phi, сж} \quad (4.10)$$

где $R_{\phi, сж}$ — расчетное сопротивление фанеры сжатию.

Величину коэффициента φ_{ϕ} определяют по формулам:

$$\text{при } \frac{a}{\delta} \geq 50 \quad \varphi_{\phi} = \frac{1250}{(a, \delta)^2}; \quad (4.11)$$

$$\text{при } \frac{a}{\delta} < 50 \quad \varphi_{\phi} = 1 - \frac{(a, \delta)^2}{5000}, \quad (4.11a)$$

где a — расстояние между ребрами;

δ — толщина фанеры.

Верхнюю обшивку дополнительно проверяют на местный изгиб от сосредоточенной расчетной силы $P = 120$ кгс, как заделанную в местах приклеивания к ребрам, при расчетной ширине 100 см.

При расчете клееных фанерных панелей производят также проверку на скалывание по клееному шву между шпонами фанеры по формуле

$$\tau = \frac{QS_{пр}}{J_{пр} b_{расч}} \leq R_{\phi, скл} \quad (4.12)$$

где Q — расчетная поперечная сила;

$S_{пр}$ — статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси;

$J_{пр}$ — момент инерции приведенного сечения;

$b_{расч}$ — расчетная ширина сечения, принимаемая равной суммарной ширине ребер каркаса,

$R_{\phi, скл}$ — расчетное сопротивление фанеры скалыванию.

Клееные фанерные панели на прогиб рассчитывают по формуле

$$\frac{l}{i} = \frac{5q^2 l^3}{384 E_{\phi} J_{пр}} \leq \left[\frac{l}{i} \right], \quad (4.13)$$

где E_{ϕ} — модуль упругости фанеры.

Предельный прогиб панелей принимают равным $1/250$ пролета l .

Пример 4.3. Запроектировать и рассчитать щитовую обрешетку под кровлю из асбестоцементных волнистых листов марки ВО. Уклон кровли $i = 0,4$ ($\cos \alpha = 0,928$; $\sin \alpha = 0,371$). Шаг расстановки несущих конструкций 3 м. Нормативный снеговой покров 100 кгс/м².

Решение. Щит проектируем (рис. 4.3) из четырех прогонов сечением 5×10 см, выполняющих одновременно роль обрешетки под кровлю, которые соединены гвоздями с элементами решетки тремя стойками и двумя диагональными раскосами из брусков сечением 5×5 см.

Для асбестоцементных волнистых листов марки ВО при перекрытии стыкового шва на 20 см требуется установка обрешетки через 50 см. Принимаем ширину щита $4 \times 50 = 200$ см. Длину щита назначаем равной расстоянию между осями несущих конструкций за вычетом 1 см на возможную неточность изготовления, т. е. 299 см. Принятые внешние габариты щита соответствуют размерам кузова грузовых автомашин, что обеспечивает удобство транспортирования щитов.

Бруски крайних стоек решетки щита при его укладке прибиваем к верхнему поясу несущей конструкции гвоздями, чем обеспечиваем передачу скатной составляющей нагрузки и устойчивость сжатых поясов несущих конструкций из их плоскости.

Чтобы предотвратить скручивание прогонов-обрешетин под действием скатной нагрузки, прилагаемой к их верхним кромкам, в месте каждого пересечения прогонов со стойками устраиваем упоры из коротких брусков, прибиваемых к стойкам двумя гвоздями 4×100 мм.

Расчет прогона-обрешетины. Вычисляем нагрузку, действующую на 1 пог. м обрешетины (табл. 4.1).

ТАБЛИЦА 4.1

Элементы и расчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/м	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кгс/м
Кровля, 15-0,5	7,5	1,1	8,25
Обрешетина, 0,05-0,1-500	2,5	1,1	2,75
Решетка щитов (ориентировочно 50% веса обрешетины)	1,3	1,1	1,4
Снег, 100-0,5-0,928	46,4	1,4	65
Итого	57,7	—	77,4

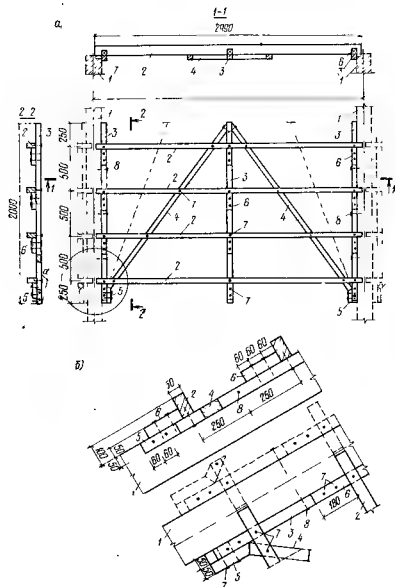


Рис. 43 Шитовая обрешетка

а — план в разрезе щита; б — деталь узла: 1 — верхний пояс несущей конструкции; 2 — обрешетка; 3 — стойка щита; 4 — раскосы; 5 — узорная бобышка; 6 — прибоины; 7 — гвозди 4x100 мм; 8 — гвозди 4x120 мм

Обрешетина щита работает на кривой изгиб (рис. 4.4, а). Составляющая нагрузки, перпендикулярная скату:

$$q_y'' = q'' \cos \alpha = 57,7 \cdot 0,928 = 53,5 \text{ кгс/м};$$

$$q_y = q \cos \alpha = 77,4 \cdot 0,928 = 72 \text{ кгс/м}.$$

Составляющая нагрузки, параллельная скату:

$$q_x'' = q'' \sin \alpha = 57,7 \cdot 0,371 = 21 \text{ кгс/м};$$

$$q_x = q \sin \alpha = 77,4 \cdot 0,371 = 28,7 \text{ кгс/м}.$$

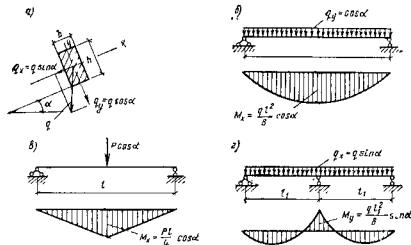


Рис. 44 Расчетные схемы обрешетины

В плоскости, перпендикулярной скату, обрешетина работает как разрезная балка (рис. 4.4, б) с расчетным пролетом,

$$l = 299 - 2 \frac{9}{2} = 290 \text{ см},$$

где 9 см — длина каждой из опорных поверхностей обрешетины на верхнем поясе несущей конструкции, принятом ориентировочно шириной 18 см. В плоскости ската обрешетину рассматриваем как двухпролетную неразрезную балку (рис. 4.4, в) с пролетами $l_1 = 0,5 l = 145 \text{ см}$, так как она на средней стойке щита имеет дополнительную опору. Максимальные изгибающие моменты в обеих опорах возникают посередине обрешетины:

$$M_x = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{72 \cdot 2,9^2}{8} = 75,7 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

$$M_y = \frac{q_x l_1^2}{8} = \frac{28,7 \cdot 1,45^2}{8} = 7,6 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Моменты сопротивления и инерции обрешетины:

$$W_x = 83 \text{ см}^3; W_y = 42 \text{ см}^3; J_x = 417 \text{ см}^4; J_y = 104 \text{ см}^4.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} - \frac{7570}{83} + \frac{760}{42} = 110 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Поскольку обрешетина является одновременно и прогоном, то расчетное сопротивление изгибу принимаем равным $R_n = 130 \text{ кгс/см}^2$. Прогиб обрешетины в середине пролета вызывается лишь действием нагрузки, перпендикулярной скату.

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{5q_n^2 l^3}{384EJ_x} = \frac{5 \cdot 0,535 \cdot 290^3}{384 \cdot 10^9 \cdot 417} = \frac{1}{243} < \frac{1}{200}.$$

Пренебрегая незначительной величиной нагрузки от собственного веса, проверяем прочность обрешетины на действие только монтажной нагрузки $P = 120 \text{ кгс}$, приложенной в середине пролета. В этом сечении момент от составляющей сосредоточенного груза в плоскости ската равен нулю. Тогда (рис. 4.4, в)

$$M_x = \frac{P_y l}{4} = \frac{120 \cdot 0,928 \cdot 290}{4} = 81 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{8100}{83} = 98 < 130 \cdot 1,2 = 156 \text{ кгс/см}^2,$$

где 1,2 — коэффициент, учитывающий кратковременность действия монтажной нагрузки.

Расчет прикрепления элементов щита. Обрешетины вместе с решеткой образуют в плоскости ската ферму, которая передает на основную несущую конструкцию скатную составляющую нагрузки.

Полная скатная составляющая от собственного веса и снеговой нагрузки, приходящаяся на весь щит,

$$Q_x = q_x l_{об} l = 28,7 \cdot 4 \cdot 2,9 = 334 \text{ кгс},$$

где $l_{об} = 4$ — число обрешетин.

Часть этой нагрузки, собранная примерно с одной четверти площади щита, ограниченной на рис. 4.3, а пунктиром, передается непосредственно от прогонов на крайние стойки. Оставшаяся часть скатной составляющей передается через раскосы на упорные бобышки. Усилие, воспринимаемое одной бобышкой,

$$Q = \frac{0,75Q_x}{2} = \frac{0,75 \cdot 334}{2} = 125 \text{ кгс}.$$

Бобышку к стойке крепим гвоздями $4 \times 100 \text{ мм}$. Несущая способность односрезного гвоздя $T_{гв} = 400d_{гв}^2 = 400 \cdot 0,4^2 = 64 \text{ кгс}$.

Необходимое число гвоздей

$$n_{гв} = \frac{Q}{T_{гв}} = \frac{125}{64} = 2 \text{ гвоздя}.$$

Щит через крайние стойки крепим к верхнему поясу несущей конструкции гвоздями $4 \times 120 \text{ мм}$. Через эти гвозди скатная составляющая от щита передается поясу.

Необходимое число гвоздей на одну стойку

$$n_{гв} = \frac{Q_x}{2T_{гв}} = \frac{334}{2 \cdot 64} = 2,6 \text{ шт.}$$

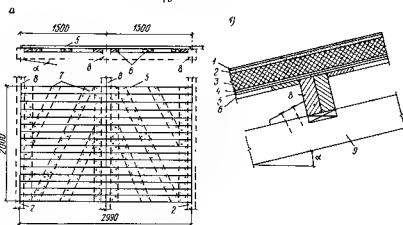


Рис. 4.5 Дощато-гвоздевой кровельный щит

1 — рубероид, 2 — цементная стяжка, 3 — фибролит, 4 — паронизованная 5 — настилка щита; 6 — обрешетка щита, 7 — гвозди $2 \times 80 \text{ мм}$; 8 — прогоны, 9 — верхний пояс несущей конструкции

Ставим 3 гвоздя (см. рис. 4.3). На среднюю стойку от прогона передается нагрузка, равная средней опорной реакции двухпролетной неразрезной балки:

$$\frac{5}{4} q_x l_1 = \frac{5}{4} 28,7 \cdot 1,45 = 52 \text{ кгс}.$$

В каждое пересечение элемента решетки с прогоном ставим по одному гвоздю $4 \times 100 \text{ мм}$ с $T_{гв} = 64 > 52 \text{ кгс}$.

Пример 4.4. Рассчитать дощато-гвоздевой щит под утепленную рубероидную кровлю (рис. 4.5). Щит состоит из сплошного настила толщиной 22 мм, с нижней стороны которого подшиты поперечные и диагональные планки, обеспечивающие совместную работу досок настила и пространственную неизменяемость кровельного покрытия. Щиты уложены на прогоны, расположенные через 1,5 м один от другого. Уклон кровли $i = 0,1$. Место строительства — район г. Красноярск.

Решение. Ширину щита принимаем равной 2 м. Щит опирается на три прогона. Длина щита равна $2 \times 150 = 299 \text{ см}$. Вычисление нагрузки (рис. 4.5, б) на 1 м^2 покрытия приведено в табл. 4.2.

ТАБЛИЦА 4.2

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/м²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кгс/м²
Рулочная трехслойная кровля . . .	9	1,1	9,9
Цементная стяжка, 0,02-1800 . . .	36	1,2	39,6
Фибролит, 0,15-400 . . .	60	1,2	72
Пароизоляция . . .	2	1,2	2,4
Настил щита, 0,022-500 . . .	11	1,1	12,1
Поперечные и диагональные планки (ориентировочно 50% веса настила)	5,5	1,1	6
Снег . . .	150	1,4	210
Итого . . .	274	—	352

Настил щита рассчитываем как двухпролетную неразрезную балку с пролетами $l = 1,5$ м. Для расчета настила вырезаем полосу шириной 1 м.

Изгибающий момент на средней опоре

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{352 \cdot 1,5^2}{8} = 90 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Момент сопротивления и момент инерции расчетной полосы настила равны:

$$W = \frac{100 \cdot 2,2^3}{6} = 80,7 \text{ см}^3;$$

$$J = \frac{100 \cdot 2,2^3}{12} = 88,7 \text{ см}^4.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{9900}{80,7} = 123 < 130 \cdot 1,15 = 150 \text{ кгс/см}^2.$$

где 1,15 — коэффициент условий работы для настила кровли.

Относительный прогиб от нормативной нагрузки

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13 \cdot 2,74 \cdot 150^3}{384 \cdot 10^6 \cdot 88,7} = \frac{1}{173} < \frac{1}{150}.$$

Производим поверочный расчет настила на действие монтажного груза $P = 120$ кгс, который, вследствие подшитых снизу диагональных планок, считаем распределенным на ширину 0,5 м настила щита. При расчетной ширине настила 1 м расчетный сосредоточенный груз принимаем

$$P_1 = \frac{P}{0,5} = 2P = 240 \text{ кгс}.$$

Пренебрегая незначительным собственным весом щита, находим изгибающий момент в пролете по формуле

$$M_{пр} = 0,207 P_1 l = 0,207 \cdot 240 \cdot 1,5 = 74,7 < 99 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, второй случай не является расчетным.

Поперечные и диагональные планки прикрепляем к каждой доске настила двумя гвоздями 2×40 мм (рис. 4.5, а).

Пример 4.5. Запроектировать и рассчитать утепленную панель покрытия под рубероидную кровлю. Расстояние между осями несущих конструкций 6 м. Нормативный снеговой покров 100 кгс/м². Панели изготавливают в производственных мастерских строительного треста.

Решение. Ширину панели принимаем унифицированной, равной 1,5 м. Длину панели с учетом зазора на возможную неточ-

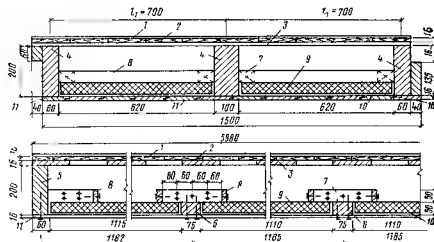


Рис. 4.6 Панель покрытия под рубероидную кровлю

1 — гидроизоляция, 2 — защитный косой настил, 3 — рабочий разрезанный из щита, 4 — продольные ребра каркаса, 5, 6 — торцовые и промежуточные поперечные ребра, 7 — бруски для крепления поперечных ребер, 8 — планки 150×50 мм для закрепления утеплителя, 9 — утеплитель, 10 — гошь, 11 — подкладка высотой

ность изготовления назначаем равной 598 см. По ширине панели ставим три продольных ребра каркаса (рис. 4.6): крайние — из досок 6×20 см, среднее — сечением 10×20 см. Продольный стык смежных панелей выполняем с помощью прибиваемых к крайним ребрам деревянных накладок сечением 4×10 см, образующих четверть. Торцовые поперечные ребра каркаса устраиваем из досок 6×20 см, а верхнюю обшивку панели — из сплошного косого настила из узких досок толщиной 16 мм, опирающегося на разреженный рабочий настил из досок толщиной 16 мм. Благодаря зазорам в нижнем слое верхней обшивки создаются продухи (с вытяжкой в коньке) для проветривания внутренней полости панелей. При изготовлении панелей верхнюю обшивку покрываем одним слоем рубероида по пергамину на мастике.

В качестве теплоизоляции используем минераловатные плиты на фенольной связке ($\gamma = 200 \text{ кг/м}^3$) толщиной 50 мм (согласно теп-

лотехническому расчету), укладываемые по слою толя, выполняющему роль паронизолации.

Нижнюю обшивку панели устраиваем из строганных досок в четверть. Толщина досок 16 мм, а после острожки с одной стороны — 14 мм. Верхнюю и нижнюю обшивки прибаваем к каркасу панели гвоздями.

Расчет продольных ребер панели. Продольные ребра каркаса — основные несущие элементы панели. Наиболее нагружено среднее продольное ребро. Расстояние между осями продольных ребер принято $l = 620 + 50 + 30 = 700$ мм. Подсчет нагрузок, приходящихся на 1 пог. м среднего продольного ребра, приведен в табл. 4.3.

ТАБЛИЦА 4.3

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/см	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кгс/см
Трехслойная рубероидная кровля, 9-0,7	6,3	1,1	6,9
Косой защитный настил, 0,016-500 × 0,7	5,6	1,1	6,1
Рабочий разреженный настил, 0,016 × 500-0,7-0,5	2,8	1,1	3,1
Продольное ребро, 0,1-0,2-500	10*	1,1	11
Поперечные ребра каркаса (ориентировочно 40% веса продольных)	4	1,1	4,4
Минераловатные плиты, 0,05-200 × (0,7-0,1)	6	1,2	7,2
Паронизолация — смазка битумом, 1 (0,7-0,1)	0,6	1,2	0,7
Нижняя обшивка, 0,014-500-0,7	4,9	1,1	5,4
Снеговая нагрузка, 100-0,7	70	1,4	98
Итого	110	—	143

За расчетный пролет продольного ребра принимаем длину панели, уменьшенную на 1%, т. е. $l = 598-0,99 = 592$ см.

Максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{143 \cdot 5,92^2}{8} = 625 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

При сечении ребра 10×20 см

$$W_x = 667 \text{ см}^3; J_x = 6670 \text{ см}^4.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{625}{667} = 94 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot 1,1 \cdot 592^3}{384 \cdot 10^9 \cdot 6670} = \frac{1}{224} < \frac{1}{200}.$$

Расчет обшивок панели. Рабочий настил верхней обшивки рассчитываем как двухпролетную неразрезную балку.

Нагрузка на 1 пог. м настила для полосы покрытия шириной 1 м: нормативная $q'' = 9 + 0,016 \cdot 500 + 0,016 \cdot 500 \cdot 0,5 + 100 = 121$ кгс/м; расчетная $g = (9 \cdot 1,8 + 4) \cdot 1,1 = 23$ кгс/м;

$$q = 23 + 100 \cdot 1,4 = 163 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент по первому расчетному случаю (постоянная и снеговая нагрузки):

$$M' = \frac{ql^2}{8} = \frac{163 \cdot 0,7^2}{8} = 10 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент по второму расчетному случаю (постоянная нагрузка и сосредоточенный груз $P = 120$ кгс, распределенный на ширину настила 0,5 м):

$$M'' = 0,07 \cdot 23 \cdot 0,7^2 + 0,207 \cdot 240 \cdot 0,7 = 35,6 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Очевидно, более невыгодным будет второй случай нагружения. Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{560}{21,3} = 167 < 130 \cdot 1,15 \cdot 1,2 = 180 \text{ кгс/см}^2.$$

Здесь $W = \frac{100 \cdot 0,5 \cdot 1,6^3}{6} = 21,3 \text{ см}^3$ — момент сопротивления разреженного настила с пустотами, равными ширине доски.

Нижняя обшивка панели работает на местный изгиб от собственного веса и веса утеплителя.

Расчетная нагрузка на полосу обшивки шириной 1 м:

утеплитель	0,05 \cdot 200 \cdot 1,2 = 12	кгс/м
смазка битумом	1 \cdot 1,2 = 1,2	"
обшивка	0,014 \cdot 500 \cdot 1,1 = 7,7	"
Итого	$g = 21$	кгс/м

Учитывая сравнительно небольшую величину нагрузки, нижнюю обшивку на прочность и жесткость не проверяем.

Проверим надежность крепления досок нижней обшивки к каркасу гвоздями, работающими на выдергивание.

Расчетную несущую способность на выдергивание одного гвоздя, забитого в древесину поперек волокон, определяем по формуле

$$T_{a-r} = R_{a-r} \cdot \pi d_{a-r} a_{a-r},$$

где $R_{a-r} = 3 \text{ кгс/см}^2$ — расчетное сопротивление выдергиванию гвоздя на единицу поверхности соприкосновения гвоздя с деревом [1];

d_{a-r} — диаметр гвоздя;

a_{a-r} — расчетная длина сопротивляющейся выдергиванию части гвоздя.

Принимаем гвозди $d_{гв} = 3 \text{ мм}$, $l_{гв} = 70 \text{ мм}$. Тогда

$$a_{гв} = l_{гв} - \delta - 1,5d_{гв} = 70 - 14 - 1,5 \cdot 3 = 51,5 \text{ мм};$$

$$T_{в.г} = 3 \cdot 3, 14 \cdot 0, 3 \cdot 5, 15 = 14,5 \text{ кгс}.$$

Забиваем по одному гвоздю в каждую доску. При ширине доски 15 мм шаг расстановки гвоздей вдоль поперечного ребра принимаем равным $s = 14 \text{ см}$ (с учетом образования четверти).

Нагрузка, приходящаяся на один гвоздь:

$$P_{в.г} - gBs = 21 \cdot 1,18 \cdot 0,14 = 3,5 < T_{в.г} - 14,5 \text{ кгс},$$

где 1,18 — расстояние B в м между осями поперечных ребер каркаса панели.

Следовательно, гвозди на выдергивание работают со значительным запасом.

Пример 4.6. Запроектировать и рассчитать утепленную панель сборного покрытия под кровлю из асбестоцементных волнистых листов обыкновенного профиля марки ВО. Перекрываемое помещение имеет нормальный температурно-влажностный режим эксплуатации (относительная влажность воздуха 50—60%). Расстояние между осями несущих конструкций 6 м. Уклон покрытия $i = 1:3$ ($\cos \alpha = 0,949$; $\sin \alpha = 0,316$). Нормативный снеговой покров 100 кгс/м².

Решение. Ширину панели принимаем равной 150 см, а длину — 598 см. Каркас панели проектируем из двух продольных ребер сечением $10 \times 20 \text{ см}$ и поперечных ребер, соединенных с продольными вшип (рис. 4.7).

По поперечным ребрам каркаса укладываем деревянные бруски сечением $5 \times 5 \text{ см}$, которые совместно с продольными ребрами служат обрешеткой под кровлю. Нижнюю обшивку устраиваем из облицованных шпонам древесностружечных плит (ГОСТ 10632—63) марки ПС-3 группы Б ($\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$), толщиной 16 мм. Крепление обшивки к деревянным ребрам каркаса выполняем на шурупах.

В качестве утеплителя принимаем жесткие минераловатные плиты на фенольной связке ($\gamma = 200 \text{ кг/м}^3$) толщиной 50 мм. Для защиты от увлажнения и повреждений во время транспортирования и монтажа теплоизоляционный слой покрываем парафинизированным картоном, края которого отгибаем и прибиваем к ребрам каркаса панели.

Для устройства пароизоляционного слоя на тыльную сторону нижней обшивки панели наносим слой краски СЖ (густой раствор приготовленной смеси 40%-ной жидкотертой краски и 60%-ной сланцевой олифы).

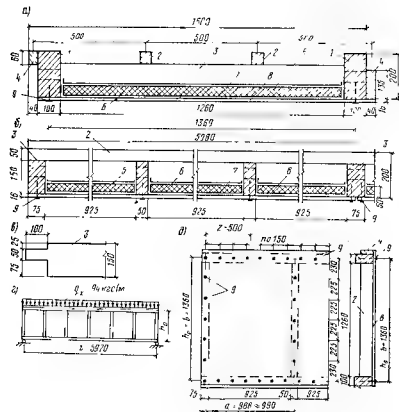


Рис. 4.7. Панель под асбестоцементную кровлю

а и б — поперечный и продольный разрезы, в — деталь шва, г — схема загрузок скатной нагрузкой, д — деталь расстановки шурупов, 1 — продольные ребра каркаса, 2 — бруски обрешетки, 3 — поперечные ребра, 4 — стыковые бруски, 5 — слой картона, 6 — утеплитель, 7 — пароизоляция, 8 — древесностружечная плита, 9 — шурупы $5 \times 80 \text{ мм}$

Подсчет нагрузок. Определяем нагрузки на 1 пог. м длины панели (табл. 4.4).

Так как панель укладываем под углом α к горизонту, то составляющая нагрузки, перпендикулярная скату, равна.

$$q_n^0 = 229 \cdot 0,949 = 217 \text{ кгс/м};$$

$$q_k = 296 \cdot 0,949 = 280 \text{ кгс/м}.$$

Скатная составляющая нагрузки:

$$q_k^0 = 229 \cdot 0,316 = 72 \text{ кгс/м};$$

$$q_k = 296 \cdot 0,316 = 94 \text{ кгс/м}.$$

Расчет продольного ребра панели. Продольные ребра связаны между собой поперечными ребрами и нижней обшивкой из древесностружечных плит, образующими в плоскости панели жесткую

ТАБЛИЦА 4.4

Элементы в подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/м	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кгс/м
Асбестоцементная кровля, 15 1,5	22,5	1,1	24,7
Бруски обрешетки, 2 0,05-0,05 500	2,5	1,1	2,8
Продольные ребра каркаса, 2(0,1× > 0,2-0,04-0,1)500	24	1,1	26,4
Перпендикулярные ребра каркаса, (3-0,075+4-0,05)0,15 1,26-500	6,7	1,1	7,4
Картон, 2 1,26	2,6	1,2	3,1
Минераловатные плиты, 0,05× ×200 1,26	12,6	1,2	15,1
Паронизоляционная покраска, 1-1,26	1,3	1,2	1,4
Древесностружечные плиты, 0,016× ×600 1,5	14,4	1,1	15,8
Снеговая нагрузка, 100-1,5-0,949	142,4	1,4	199,3
Итого	229	—	296

конструкцию, воспринимающую скатную составляющую нагрузки. Поэтому продольные ребра панели рассчитываем только на восприятие составляющей нагрузки, перпендикулярной скату.

Расчетный пролет продольного ребра принимаем равным

$$l = 0,99 \cdot 598 = 592 \text{ см.}$$

Максимальный изгибающий момент в одном продольном ребре

$$M_x = \frac{0,5 q_y l^2}{8} = \frac{0,5 \cdot 280 \cdot 5,92^2}{8} = 615 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Момент инерции сечения нетто ребра (за вычетом ослабления гнездом для шипа поперечного ребра):

$$J_x = J_x^{\text{гр}} - J_x^{\text{отст}} = \frac{10 \cdot 20^3}{12} - \frac{10 \cdot 5^3}{12} = 6667 - 104 = 6563 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения

$$W_x = \frac{J_x}{0,54} = \frac{6563}{0,5 \cdot 20} = 666 \text{ см}^3.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{61500}{666} - 94 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot 0,5 q_y l^3}{384 E J_x^{\text{гр}}} = \frac{5 \cdot 0,5 \cdot 2,17 \cdot 5,92^3}{384 \cdot 10^6 \cdot 6667} = \frac{1}{226} < \frac{1}{200}.$$

Ввиду малого пролета прочность и жесткость брусков обрешетки при принятом небольшом расстоянии между поперечными ребрами, а также прочность самих поперечных ребер не проверяем.

Расчет нижней обшивки. Панель в плоскости ската можно рассматривать как балку составного сечения на податливых соединениях (рис. 4.7, а, б). Поясами балки служат продольные ребра панели, а стенкой — древесностружечная плита. Поперечные ребра панели выполняют роль ребер жесткости, обеспечивающих устойчивость стенки.

Расчетное продольное усилие в поясах балки определяем по формуле

$$N = \frac{M}{h_0} = \frac{q_x l^2}{8 h_0} = \frac{94 \cdot 5,92^2}{8 \cdot 1,06} = 303 \text{ кгс.}$$

где M — расчетный изгибающий момент,

h_0 — расстояние между осями поясов балки.

Усилие N вызывает в поясах незначительные дополнительные напряжения, которые можно во внимание не принимать.

Пояса со стенкой скрепляем шурупами (см. рис. 4.7, б) размером 5×60 мм. Шурупы воспринимают сдвигающую силу, величина которой посередине расстояния между опорным и промежуточным ребрами жесткости равна:

$$Q = \frac{q_x l}{2} - q_x z = \frac{94 \cdot 5,92}{2} - 94 \left(\frac{0,075 + 0,925}{2} \right) = 231 \text{ кгс.}$$

Сдвигающую силу на единицу длины балки определяем по формуле

$$T_1 = \frac{Q}{h_0} = \frac{231}{1,30} = 170 \text{ кгс/м} = 1,7 \text{ кгс/см.}$$

Усилие, которое может выдержать один шуруп как односрезный нагель:

$$T_{\text{ш}} = \sqrt{k} \cdot 250 d^2 = 0,4 \cdot 250 \cdot 0,5^2 = 25 \text{ кгс.}$$

где $k = \frac{R_{\text{сш}}^{\text{сш}}}{R_{\text{сш}}} = \frac{19}{130}$ — отношение расчетного сопротивления смятию древесностружечной плиты к расчетному сопротивлению смятию древесины.

Всего на 1 пог. м продольного ребра должно быть поставлено шурупов

$$n_{\text{ш}} = \frac{T_1}{T_{\text{ш}}} = \frac{170}{25} = 6,7 \text{ шт.}$$

Расставляем шурупы в один ряд с шагом $s = 15$ см.

Проверяем устойчивость стенки из ее плоскости. Стенка воспринимает поперечную силу и поэтому ее можно рассматривать как свободно опертую по контуру прямоугольную пластинку, нагруженную тангенциальной нагрузкой. Так как коэффициент поперечной де-

Принятая конструкция панели изображена на рис. 4.8, а и б. Вычисляем нагрузку, приходящуюся на 1 пог. м длины панели (табл. 4.5).

ТАБЛИЦА 4.5

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/м	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кгс/м
Рубероид три слоя, 9-1,5	13,5	1,1	14,9
Фанерные обшивки, 2-0,008-650 1,5	15,0	1,1	17,2
Ребра каркаса, 5 0,04 0,144-500	14,4	1,1	15,8
Пенопласт, 0,05-40(1,5-3 0,04)	2,6	1,2	3,1
Пароизоляция—слой краски, 1(1,5-5-0,04)	1,3	1,2	1,6
Снег, 100-1,5	150	1,4	210
Итого	147	—	263

Расчетным пролетом панели считаем ее длину, уменьшенную на 1%, т. е. $l = 0,99 \cdot 598 = 592$ см.

Расчетная ширина обшивки

$$b_{пр} = 0,9 (150 - 3,8) = 131 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения панели

$$J_{пр} = J_{ф} + J_{д} \frac{E_{д}}{E_{ф}} = \frac{131 (16^3 - 14,4^3)}{12} + \frac{2 \cdot 3,8 + 3,4}{12} \frac{14,4^3}{80000} = 16980 \text{ см}^4.$$

Здесь $E_{д} = 100000 \text{ кгс/см}^2$ — модуль упругости древесины ребер; $E_{ф} = 85000 \text{ кгс/см}^2$ — модуль упругости семислойной фанеры обшивки [1, табл. 15].

Момент сопротивления приведенного сечения

$$W_{пр} = \frac{J_{пр}}{0,5h} = \frac{16980}{8} = 2120 \text{ см}^3.$$

Максимальный изгибающий момент в середине пролета

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{263 \cdot 5,92^2}{8} = 1150 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Напряжение растяжения в нижней обшивке по формуле (4.9)

$$\sigma_p = \frac{115000}{2120} = 54,5 < 0,6 \cdot 130 = 78 \text{ кгс/см}^2,$$

где 130 — расчетное сопротивление растяжению семислойной фанеры $R_{ф.р}$ в кгс/см^2 [1, табл. 14].

Расстояние между ребрами каркаса $a = 31,6$ см. Отношение $a/b = 31,6/0,8 = 39,5 < 50$. Коэффициент устойчивости сжатой фанерной обшивки по формуле (4.11)

$$\varphi_{ф} = 1 - \frac{39,5^2}{5000} = 0,685.$$

Напряжение сжатия в верхней обшивке по формуле (4.10)

$$\sigma_c = \frac{115000}{0,085 \cdot 2120} = 80 < 100 \text{ кгс/см}^2,$$

где 100 кгс/см^2 — расчетное сопротивление сжатию $R_{ф.с}$ семислойной фанеры.

Проверяем верхнюю обшивку на изгиб под действием местной сосредоточенной нагрузки. В расчетном отношении обшивку рассматриваем как балку с защемленными концами (рис. 4.8, в) пролетом, равным расстоянию между ребрами каркаса $l_{ф} = a = 31,6$ см.

Изгибающий момент

$$M = \frac{Pl_{ф}}{8} = \frac{120 \cdot 31,6}{8} = 474 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Сосредоточенный груз считаем распределенным на ширину обшивки 1 м. Момент сопротивления расчетной полосы обшивки

$$W = \frac{100b^2}{6} = \frac{100 \cdot 0,8^2}{6} = 10,7 \text{ см}^3.$$

Напряжение

$$\sigma_{из} = \frac{474}{10,7} = 44,5 < 50 \cdot 1,15 \cdot 1,2 = 69 \text{ кгс/см}^2.$$

Здесь 50 — расчетное сопротивление изгибу $R_{ф.и}$ в кгс/см^2 семислойной фанеры поперек волокон наружных слоев;

1,15 — коэффициент условий работы настила под кровлю;

1,2 — коэффициент, учитывающий кратковременность местной нагрузки.

Проверяем надежность сопротивления скалыванию по клеовому шву между наружным (продольным) и внутренним (поперечным) шпонами фанеры в месте сопряжения обшивок с ребрами.

Поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{263 \cdot 5,92}{2} = 780 \text{ кгс.}$$

Статический момент сдвигаемой части приведенного сечения

$$S_{пр} = F_{пр} (0,5h - 0,5b) = 131 \cdot 0,8 (0,5 \cdot 16 - 0,5 \cdot 0,8) = 800 \text{ см}^3.$$

Суммарная ширина продольных ребер каркаса

$$b_{соч} = 2 \cdot 3,8 + 3,4 = 19,6 \text{ см.}$$

подвешиваем к прогонам на сварных хомутах из полосовой стали сечением 5×40 мм (рис. 4.9, а).

Расчетный пролет вспомогательной балки

$$l = 300 - (13 + 4) = 283 \text{ см},$$

где 13 см — ориентировочная ширина прогона;

4 см — ширина опорной площадки, равная ширине хомута.

Подбор сечения и проверку прогиба второстепенной балки производим так же, как балки перекрытия в примере 1.5. Принимаем сечение вспомогательной балки 6×15 см.

Напряжение смятия в месте опирания конца балки на хомут

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{ql}{2F_{\text{см}}} = \frac{265 \cdot 283}{2 \cdot 4 \cdot 6} = 15,6 < 24 \text{ кгс/см}^2.$$

Нагрузка от щитов наката передается второстепенным балкам через черепные бруски сечением 4×5 см. На 1 пог. м бруска приходится давление от щитов наката $265 : 2 = 132 \text{ кгс/м}$.

Бруски прикрепляем к балкам гвоздями 3×80 мм, поставленными через 20 см, т. е. ставим пять гвоздей на 1 пог. м бруска.

Несущая способность гвоздей

$$5T_{\text{гв}} = 5 \cdot 400d_{\text{гв}}^2 = 5 \cdot 400 \cdot 0,3^2 = 180 > 132 \text{ кгс}.$$

Расчет щита наката производится аналогично изложенному в примере 1.5.

Расчет прогона. Принимаем консольно-балочный прогон с равными пролетами $l = 4$ м. Длину консолей назначаем $a = 0,15 l = 60$ см. Шарниры прогонов располагаем попарно через пролет, осуществляя их в виде косоугольного прибора. Расстояние между осями прогонов 3 м.

Нагрузка на 1 пог. м прогона:

нормативная $q^* = 211 \cdot 3 = 633 \text{ кгс/м}$;

расчетная $q = 265 \cdot 3 = 795 \text{ кгс/м}$.

Сечение прогона во всех промежуточных пролетах подбираем по формуле (4.2):

$$M = 0,06375 \cdot 795 \cdot 4^2 = 810 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения

$$W_{\text{тр}} = \frac{81000}{130} = 623 \text{ см}^3.$$

Задав ширину сечения $b = 13$ см, получим

$$h_{\text{тр}} = \sqrt[3]{\frac{W_{\text{тр}}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{623}{13}} = 17 \text{ см}.$$

Принимаем брус сечением 13×18 см с $W = 702 \text{ см}^3$ и $J = 6318 \text{ см}^4$.

Проверяем прогиб по формуле (4.3):

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{192} \cdot \frac{1,6 \cdot 3^3 \cdot 400^3}{10^6 \cdot 6318} = \frac{1}{298} < \frac{1}{200}.$$

В крайних пролетах изменяем поперечное сечение прогона, принимая его 15×18 см с $W = 810 \text{ см}^3$ и $J = 7290 \text{ см}^4$.

Максимальный изгибающий момент в крайнем пролете определяем по формуле (4.4):

$$M = 0,095 \cdot 795 \cdot 4^2 = 1208 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{120800}{810} = 149 < 150 \text{ кгс/см}^2,$$

где 150 кгс/см^2 — расчетное сопротивление изгибу R_x брусев с размерами сторон более 14 см.

Относительный прогиб в крайнем пролете по формуле (4.5)

$$\frac{f}{l} = \frac{3,5 \cdot 6 \cdot 33 \cdot 400^3}{384 \cdot 10^6 \cdot 7290} = \frac{1}{197} \approx \frac{1}{200}.$$

Расчет подвески прогона. Подвеску прогона в узле фермы выполняем с помощью двух хомутов, каждый из которых состоит из двух круглых тяжей диаметром 16 мм, приваренных к стальной полосе сечением 60×6 мм (рис. 4.9, з). Давление на промежуточную опору прогона составляет $V = 795 \cdot 4 = 3180 \text{ кгс}$; усилие, приходящееся на один хомут, $V_{\text{хм}} = 3180 : 2 = 1590 \text{ кгс}$ и на один тяж — $V_1 = 795 \text{ кгс}$.

Напряжение растяжения в тяже

$$\sigma = \frac{795}{1,44} = 550 < 1700 \cdot 0,85 = 1440 \text{ кгс/см}^2,$$

где 1,44 — площадь тяжа в месте нарезки $F_{\text{ст}}$ в см^2 ;

1700 — расчетное сопротивление растяжению R в кгс/см^2 черных болтов из стали марки ВСтЗпс по сечению, ослабленному нарезкой [2];

0,85 — коэффициент, учитывающий возможность неравномерного распределения нагрузки при двойных тяжах.

Недонапряжение в такой ответственной детали конструкции подвесного чердачного перекрытия, как тяжи хомутов, может быть допущено.

Проверяем напряжение смятия древесины прогона в месте опирания на плоскую часть хомута:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{V_{\text{хм}}}{F_{\text{см}}} = \frac{1590}{6 \cdot 13} = 20,4 < 24 \text{ кгс/см}^2.$$

Плюсовая полка хомута работает на изгиб под действием равномерно распределенного давления от балки. Изгибающий момент

в полке с приближенным учетом частичного защемления ее в стенке хомута

$$M = \frac{\sigma_{см} b_{хм} l_{хм}^2}{10} = \frac{20,4 \cdot 6 (13 + 0,6)^2}{10} = 2264 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Момент сопротивления полки

$$W = \frac{b \cdot 0,6^3}{6} = 0,36 \text{ см}^3.$$

Напряжение изгиба в полке хомута

$$\sigma = \frac{2264}{0,36} = 6300 > 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Таким образом, получилось недопустимое перенапряжение. Необходимо уменьшить плоскую часть полки хомута устройством закруглений в углах хомута. Принимаем радиус закругления $r = 2,8 \text{ см}$. Тогда пролет изгибаемой (плоской) части хомута $l_{хм} = 13 - 2 \cdot 2,8 = 7,4 \text{ см}$.

Напряжение изгиба в хомуте

$$\sigma = \frac{20,4 \cdot 7,4^2 \cdot 6}{10 \cdot 0,6^3} = 1870 \text{ кгс/см}^2.$$

Кроме того, хомут работает на растяжение с напряжением

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{V_1}{F_{хм}} = \frac{795}{6 \cdot 0,6} = 220 \text{ кгс/см}^2.$$

Суммарное напряжение в хомуте

$$\sigma = 1870 + 220 = 2090 < 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Для равномерного распределения давления хомута на нижнюю грань прогона устраиваем прокладку из доски $32 \times 130 \text{ мм}$ с закругленными кромками.

Усилие от хомута передается на нижний пояс фермы с помощью накладных брусков из плотной прямослойной древесины сечением $75 \times 75 \text{ мм}$.

При ширине бруса нижнего пояса $b = 18 \text{ см}$ напряжение смятия древесины в месте опирания брусков на пояс равно:

$$\sigma_{см} = \frac{V_{хм}}{F_{см}} = \frac{1590}{7,5 \cdot 18} = 11,8 < 24 \text{ кгс/см}^2.$$

При расстоянии между осями тяжей $z = 21 \text{ см}$ расчетный изгибающий момент в бруске

$$M = V_1 \left(\frac{z}{2} - \frac{b}{4} \right) - 795 \left(\frac{21}{2} - \frac{18}{4} \right) = 4770 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Момент сопротивления бруска $W = 70 \text{ см}^3$.

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{4770}{70} = 68 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Размеры шайбы под тяж принимаем $60 \times 60 \times 6 \text{ мм}$.

Напряжение смятия древесины под шайбой

$$\sigma_{см} = \frac{1_1}{F_{ш} - F_{отв}} = \frac{795}{6 \cdot 6 - 2,01} = 23,5 < 40 \text{ кгс/см}^2.$$

ГЛАВА 5

БАЛКИ И СТОЯКИ СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ

§ 17. КЛЕЕННЫЕ БАЛКИ

Клееные балки применяют главным образом в качестве несущих конструкций покрытий зданий. Балки, как правило, бывают прямоугольного сечения, составленного из пакета досок, склеиваемых по пласти. В покрытиях применяют балки постоянной высоты (с опорами на разных уровнях) и балки переменной высоты (двускатные).

Ширину балок b после двухсторонней острожки кромок досок до склеивания пакета и острожки боковых плоскостей балки после ее склеивания принимают равной 120, 140, 170, 190 мм. Толщину досок после острожки их по пластям принимают равной 35 или 45 мм.

Высоту h балок постоянного сечения назначают примерно равной $1/12$ пролета l , но не более 6 b . Высоту двускатных балок в середине пролета принимают примерно равной 0,1 l , но не более 8,5 b , а высоту h_0 на опоре — не менее 0,5 h .

Прочность клееных балок проверяют по обычной формуле изгиба с умножением момента сопротивления сечения W на коэффициент m_6 , значения которого в зависимости от высоты балки в расчетном сечении приведены в табл. 5.1.

ТАБЛИЦА 5.1

Размер, см	50	60	70	80	100	> 120
m_6	1,15	1,05	1	0,9	0,85	0,8

Примечание. Для промежуточных высот m_6 определяют по линейной интерполяции.

Основное расчетное сопротивление изгибу принимают $\sigma_{изг} = 130 \text{ кгс/см}^2$.

Двускатные балки рассчитывают с учетом переменности сечения по длине балки. Опасное сечение при проверке прочности балки находится от опоры на расстоянии

$$x = \frac{h_0}{2h} l. \quad (5.1)$$

Изгибающий момент в этом сечении определяют по формуле

$$M = 0,5 q x (l - x). \quad (5.2)$$

Прочность наиболее напряженного клевого шва на скалывание в клееных балках прямоугольного сечения проверяют по формуле

$$\tau = \frac{3Q}{2b_{\text{расч}} h_0} \leq R_{\text{скл}}. \quad (5.3)$$

где Q — поперечная сила в опорном сечении балки;
 $b_{\text{расч}}$ — расчетная ширина скалывания, принимаемая равной 0,6 полной ширины шва,
 $R_{\text{скл}} = 24 \text{ кгс/см}^2$ — расчетное сопротивление скалыванию при изгибе.

Прогибы клееных балок от нормативных нагрузок не должны превышать $1/300$ пролета l .

Величину прогиба двускатной балки, вычисленную для сечения в середине пролета, делят на коэффициент k_n , учитывающий переменность сечения, определяемый по формуле

$$k_n = 0,15 + 0,85 \frac{h_0}{h}. \quad (5.4)$$

Стыки досок по длине устраивают на зубчатом соединении до склейки заготовок в специальном приспособлении, обеспечивающем торцовое давление.

Требования к качеству пиломатериалов для изготовления клееных балок должны быть выдержаны в соответствии с категориями элементов, установленными для отдельных зон поперечного сечения балки [1]:

I — категория — растянутая зона (не менее 0,17 высоты сечения от кромки балки);

II категория — сжатая зона (не менее 0,17 высоты сечения от кромки) и растянутая зона (от 0,17 до 0,34 высоты сечения от кромки балки),

III категория — средняя по высоте зона поперечного сечения балки.

Пример 5.1. Подобрать сечение клееной балки постоянной высоты для односкатного покрытия складского здания (рис. 5.1, а). Пролет балки $l = 9 \text{ м}$. Полная расчетная равномерно распределенная нагрузка на балку, включая ее собственный вес, $q = 1500 \text{ кгс/м}$, нормативная нагрузка — $q^0 = 1230 \text{ кгс/м}$. Уклон кровли $i = 1 : 10$.

Решение. Балку проектируем прямоугольного сечения. Размеры досок в черновой заготовке принимаем $150 \times 50 \text{ мм}$. После

двойной острожки кромок досок ширина балки b будет равна 140 мм, а после острожки пластей по 2,5 мм с каждой стороны толщина доски станет 45 мм.

Изгибающий момент

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1500 \cdot 9^2}{8} = 15190 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

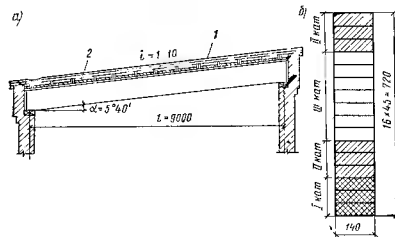


Рис. 5.1 Клееная многослойная балка постоянной высоты
 1 — рубероидная кровля, 2 — доскато-гидроизоляционные панели

Требуемый момент сопротивления сечения

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R_n} = \frac{1519000}{130} \approx 1170 \text{ см}^3.$$

Требуемая высота сечения при $b = 14 \text{ см}$

$$h_{\text{тр}} = \sqrt{\frac{6W_{\text{тр}}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1170}{14}} \approx 71 \text{ см}.$$

Принимаем сечение, составленное из 16 досок с общей высотой $h = 16 \times 4,5 = 72 \text{ см}$.

Отношение высоты сечения к ширине

$$\frac{h}{b} = \frac{72}{14} = 5,15 < 6.$$

Момент сопротивления сечения

$$W = \frac{bh^3}{6} = \frac{14 \cdot 72^3}{6} = 12100 \text{ см}^3.$$

Поправочный коэффициент к моменту сопротивления при $h = 72 \text{ см}$ (табл. 5.1) $m_6 = 0,98$.

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{1\,519\,000}{0,98 \cdot 12\,100} = 128 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Поперечная сила в опорном сечении балки

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{1500 \cdot 11,7}{2} = 6750 \text{ кгс}.$$

Напряжение скалывания по клееному шву по формуле (5.3)

$$\tau = \frac{3 \cdot 6750}{2 \cdot 0,6 \cdot 14 \cdot 72} = 16,7 < 24 \text{ кгс/см}^2.$$

Момент инерции сечения

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{14 \cdot 72^3}{12} = 435\,450 \text{ см}^4.$$

Относительный прогиб по формуле (1.11)

$$\frac{f}{l} = \frac{5,12 \cdot 3 \cdot 900^3}{384 \cdot 10^9 \cdot 435\,450} = \frac{1}{373} < \frac{1}{300}.$$

Требования к качеству пиломатериалов для изготовления балок должны быть выдержаны в соответствии с категориями элементов балки, указанными на рис. 5.1, б.

Пример 5.2. Запроектировать и рассчитать двускатную многослойную клееную балку покрытия школьного спортивного зала (рис. 5.2, а). Расчетный пролет $l = 11,7$ м. Полная расчетная нагрузка (с учетом собственного веса балки) $q = 1350$ кгс/м. Нормативная нагрузка $q_n = 1100$ кгс/м. Уклон кровли $i = 0,1$.

Решение. Поперечное сечение балки проектируем прямоугольным. Высоту балки в середине пролета назначаем равной

$$h = \frac{1}{10} l = \frac{1170}{10} = 117 \text{ см}.$$

Балку составляем из досок толщиной в заготовке 50 мм, а в деле после двухсторонней острожки — 45 мм. В середине пролета балку собираем из 26 слоев досок (рис. 5.2, б), что обеспечивает высоту балки $h = 26 \cdot 45 = 117$ см.

Высота балки на опоре при заданном уклоне кровли должна быть

$$h_0 = h - i \cdot l = 117 - 0,1 \cdot 585 = 58,5 \text{ см}.$$

Принимаем 13 досок (рис. 5.2, б), что составляет

$$h_0 = 13 \cdot 45 = 58,5 \text{ см} = 0,5 h.$$

Минимальная ширина сечения балки

$$b = \frac{h}{8,5} = \frac{117}{8,5} = 13,8 \text{ см}.$$

Назначаем ширину досок в заготовке 150 мм, а в деле после острожки кромок и повторной острожки боковых поверхностей клееной балки $b = 140$ мм.

Расстояние от оси опоры двускатной балки до наиболее напряженного сечения при работе на изгиб по формуле (5.1)

$$x = \frac{58,5}{2 \cdot 117} 11,7 = 2,93 \text{ м}.$$

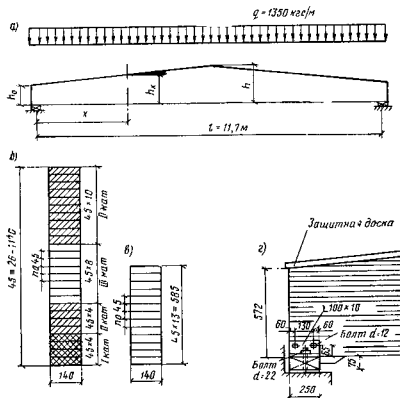


Рис. 5.2 Двускатная многослойная клееная балка

Изгибающий момент в опасном сечении по формуле (5.2)

$$M_x = \frac{1350 \cdot 2,93}{2} (11,7 - 2,93) = 17\,330 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Высота балки в расчетном сечении

$$h_x = h_0 + ix = 58,5 + 0,1 \cdot 293 = 87,8 \text{ см}.$$

Момент сопротивления сечения

$$W_x = m_6 \frac{bh^2}{6} = 0,88 \frac{14 \cdot 87,8^2}{6} = 15830 \text{ см}^3,$$

где 0,88 — коэффициент m_6 условий работы для балки высотой 87,8 см, определяемый по табл. 5.1.

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{1733000}{15830} = 110 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{dL}{2} = \frac{1350 \cdot 11,7}{2} = 7900 \text{ кгс}.$$

Напряжение скалывания по формуле (5.3)

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{7900}{2 \cdot 58 \cdot 50 \cdot 6 \cdot 14} = 24,1 \approx 24 \text{ кгс/см}^2.$$

Момент инерции сечения балки в середине пролета

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{14 \cdot 117^3}{12} = 186900 \text{ см}^4.$$

Коэффициент, учитывающий переменность сечения, по формуле (5.4)

$$k_n = 0,15 + 0,85 \frac{58 \cdot 5}{117} = 0,575.$$

Относительный прогиб балки

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^2 l^3}{384 E J k_n} = \frac{5 \cdot 11 \cdot 1170^2}{384 \cdot 10^3 \cdot 186900 \cdot 0,575} = \frac{1}{468} < \frac{1}{300}.$$

Требуемая площадь смятия опорной подушки (рис. 5.2, а)

$$F_{см} = \frac{A}{K_{см30}} = \frac{7900}{24} = 329 \text{ см}^2.$$

где $A = \frac{ql}{2}$ — опорная реакция балки;

$R_{см30} = 24 \text{ кгс/см}^2$ — расчетное сопротивление смятию поперек волокон в опорных плоскостях конструкций.

При ширине балки $b = 14 \text{ см}$ требуемая ширина опорной подушки равна:

$$b_{под} = \frac{F_{см}}{b} = \frac{329}{14} = 23,5 \text{ см (принимается } 25 \text{ см)}.$$

Требования к качеству пиломатериалов для изготовления балок должны быть выдержаны в соответствии с категориями элементов балки, указанными на рис. 5.2, б.

§ 18. СЖАТЫЕ СТЕРЖНИ СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ

Различают три типа составных сжатых элементов на податливых соединениях: стержни-пакеты, стержни с короткими прокладками и стержни с неравномерно нагруженными ветвями.

Устойчивость составных центрально-сжатых стержней-пакетов относительно оси Y , параллельной швам сплачивания, проверяют с учетом сдвигов по швам, возникающих вследствие податливости соединений. Расчетную приведенную гибкость в этом случае определяют по формуле

$$\lambda_{пр} = \mu_Y \lambda_Y, \quad (5.5)$$

где λ_Y — гибкость стержня относительно оси Y , вычисленная без учета податливости соединений;

μ_Y — коэффициент приведения гибкости, учитывающий податливость соединений.

Значение коэффициента μ_Y для стержней, ветви которых скреплены гвоздями или болтами, определяют по формуле

$$\mu_Y = \sqrt{1 + k_c \frac{h n_{ш}}{l_0 n_c}}, \quad (5.6)$$

где b и h — размеры поперечного сечения стержня;

$n_{ш}$ — число швов сдвига;

l_0 — расчетная длина стержня в м;

n_c — расчетное число срезов гвоздей или болтов в одном шве на 1 пог. м длины стержня;

k_c — коэффициент податливости соединений.

Коэффициент податливости принимают: для гвоздей

$$k_c = \frac{1}{10d_{гв}};$$

для болтов диаметром $d \leq 1/2 a$

$$k_c = \frac{1}{5a^2};$$

для болтов диаметром $d > 1/2 a$

$$k_c = \frac{1,5}{ad},$$

где a — толщина более тонкого из соединяемых элементов.

Устойчивость составных стержней относительно оси X , перпендикулярной швам сплачивания, проверяют так же, как для элементов цельного сечения.

При расчете составных сжатых стержней с короткими прокладками, кроме гибкости всего стержня, должна быть учтена гибкость

отдельной ветви. Приведенную гибкость относительно оси Y в этом случае определяют по формуле

$$\lambda_{np} = \sqrt{(\mu_y \lambda_y)^2 + \lambda_a^2} \quad (5.7)$$

где $\lambda_y = \frac{l_y}{0,29 a}$ — гибкость отдельной ветви относительно оси I , проходящей через центр тяжести ветви параллельно оси Y ;

l_y — расчетная длина ветви, равная расстоянию между крайними закреплениями двух смежных прокладок;

a — толщина отдельной ветви.

Расчет относительно оси X ведут как для стержня цельного сечения без учета прокладок.

В сжатых стержнях с неравномерно нагруженными ветвями расчетную гибкость относительно оси Y , параллельной швам сдвига, определяют по формуле (5.5), но при вычислении радиуса инерции сечения $I_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}}$ — момент инерции определяют как сумму моментов инерции опертых J_o и неопертых $J_{н.о.}$ ветвей, т. е.

$$J_y = J_o + J_{н.о.} \quad (5.8)$$

а расчетную площадь F определяют по сечению только опертых ветвей.

Гибкость относительно оси X , перпендикулярной швам, определяют как для цельного стержня, но при вычислении радиуса инерции сечения момент инерции неопертых ветвей учитывают лишь в половинном размере, т. е.

$$J_x = J_o + 0,5 J_{н.о.} \quad (5.9)$$

За расчетную площадь F , как и по оси Y , принимают площадь только опертых ветвей.

Пример 5.3. Проверить устойчивость центрально-сжатой стойки (рис. 5.3), составленной из двух брусьев сечением 22×13 см, скрепленных болтами диаметром 12 см, поставленными по два в ряд через 50 см. Расчетная сжимающая сила $N = 30\,000$ кгс. Длина стойки $l = 4$ м. Закрепление концов стойки шарнирное.

Решение. Свободная длина стойки $l_0 = l = 4$ м.

Площадь сечения

$$F = 2 \cdot 13 \cdot 22 = 572 \text{ см}^2.$$

Гибкость стойки относительно оси Y , направленной вдоль шва соединения,

$$\lambda_y = \frac{l_y}{r_y} = \frac{400}{0,29 \cdot 26} = 53,2.$$

Отношение

$$\frac{d}{a} = \frac{1,2}{13} - \frac{1}{10,8} < \frac{1}{7}.$$

Коэффициент податливости соединений

$$k_0 = \frac{1}{5 \cdot 1,2} - \frac{1}{5 \cdot 1,2^2} = 0,14.$$

Число болтов, поставленных на 1 пог. м длины стойки,

$$n_0 = \frac{2}{0,5} = 4 \text{ шт.}$$

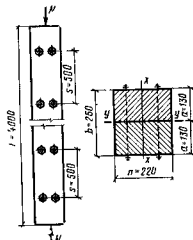


Рис. 5.3. Сжатая стойка составного сечения

Коэффициент приведения гибкости по формуле (5.6)

$$\mu_y = \sqrt{1 + 0,14 \frac{22 \cdot 26 \cdot 1}{4^2 \cdot 4}} = 1,5.$$

Приведенная гибкость стойки по формуле (5.5)

$$\lambda_{np} = 1,5 \cdot 53,2 \approx 80 < 120.$$

Коэффициент продольного изгиба по приложению 2 $\varphi = 0,49$. Расчетное напряжение

$$\sigma = \frac{30\,000}{0,49 \cdot 572} = 107 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Гибкость стойки относительно оси X , перпендикулярной шву соединения,

$$\lambda_x = \frac{l_0}{r_x} = \frac{400}{0,29 \cdot 22} = 63 < 80.$$

Пример 5.4. Сжатая стойка состоит из двух досок сечением 5×15 см с промежутком между ними 5 см (рис. 5.4). По длине стержня поставлены четыре прокладки, соединенные с досками стой-

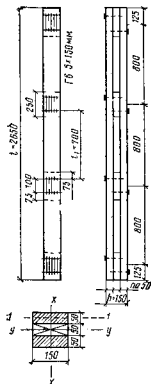


Рис. 54 Сжатый стержень с короткими прокладками

Расстояние между осями прокладок принято 80 см. В каждую прокладку поставлено по десять гвоздей. Гвозди расставлены в два ряда по пять штук в ряд. Расстояние между рядами принято $s_1 = 10$ см. Длина прокладки

$$l_{np} = s_1 + 2 \cdot 15 \text{ см} = 10 + 2 \cdot 7,5 = 25 \text{ см}.$$

Расстояние между крайними рядами гвоздей, поставленных в соседние прокладки (свободная длина отдельной ветви),

$$l_v = 80 - 10 = 70 \text{ см}.$$

Радиус инерции отдельной ветви

$$r_v = 0,29 \cdot a = 0,29 \cdot 5 = 1,45 \text{ см}.$$

Гибкость отдельной ветви

$$\lambda_v = \frac{l_v}{r_v} = \frac{70}{1,45} = 48,5.$$

Коэффициент податливости гвоздей

$$k_c = \frac{1}{10d_{гв}^2} = \frac{1}{10 \cdot 0,5^2} = 0,4.$$

ки гвоздями 5×150 мм. Длина стойки $l = 2,65$ м. Расчетное сжимающее усилие $N = 6000$ кгс. Проверить устойчивость стойки.

Решение. Свободная длина стержня $l_0 = 2,65$ м (закрепление считаем шарнирным).

Площадь сечения стойки

$$F = 2 \cdot 5 \cdot 15 = 150 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения относительно оси Y , параллельной швам,

$$J_y = \frac{15 \cdot 15^3}{12} = \frac{15 \cdot 5^3}{12} = 4062 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{4062}{150}} = 5,21 \text{ см}.$$

Гибкость всего стержня без учета податливости соединений

$$\lambda_v = \frac{l_0}{r_y} = \frac{265}{5,21} = 51.$$

Расчетное число швов в элементе $n_n = 2$.

Среднее число срезов гвоздей в одном шве, поставленных на 1 пог. м длины стержня,

$$n_c = \frac{4 \cdot 10}{2,65} = 15 \text{ шт}.$$

Коэффициент приведения гибкости по формуле (5.6)

$$\mu_v = \sqrt{1 + 0,4 \frac{1 \cdot 15 \cdot 2}{2,65^2 \cdot 15}} = 1,65.$$

Приведенная гибкость всего стержня по формуле (5.7)

$$\lambda_{np} = \sqrt{(1,65 \cdot 51)^2 + 48,5^2} = 97 < 120.$$

Коэффициент продольного изгиба по приложению 2 $\varphi = 0,33$. Расчетное напряжение

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F} = \frac{6000}{0,33 \cdot 150} = 121 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Устойчивость относительно оси X , перпендикулярной швам, проверять не требуется, так как при принятых размерах сечения гибкость

$$\lambda_x < \lambda_{np}.$$

Пример 5.5. Сжатый раскос подстропильной фермы сборных наслонных стропил принят крестового сечения с накладками, не опирающимися по концам (рис. 5.5). Расчетная длина стержня $l = 3,7$ м. Сжимающее усилие $N = 1500$ кгс. Предельная гибкость $\lambda = 150$. Проверить устойчивость стержня.

Решение. Момент инерции крестового сечения относительно оси Y , параллельной швам, по формуле (5.8)

$$J_y = \frac{15 \cdot 5^3}{12} + 2 \left(\frac{6 \cdot 5^3}{12} + 6 \cdot 5 \cdot 5^2 \right) = 1781 \text{ см}^4.$$

Площадь сечения основной опорной ветви

$$F = 5 \cdot 15 = 75 \text{ см}^2.$$

Расчетный радиус инерции сечения

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{1781}{75}} = 4,88 \text{ см}.$$

Гибкость стержня без учета податливости соединений

$$\lambda_v = \frac{l_0}{r_y} = \frac{370}{4,88} = 76.$$

Брусковые накладки соединены с основной доской гвоздями 5×150 мм, расположенными в шахматном порядке через 15 см. Расчетное число срезов гвоздей в одном шве на 1 пог. м длины элемента

$$n_0 = \frac{100}{15} = 6,7 \text{ шт.}$$

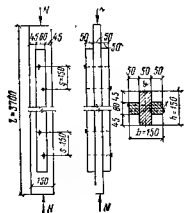


Рис. 5.5 Сжатый стержень с неравномерно нагруженными ветвями

Расчетное число швов сдвига в элементе $n_m = 2$. Коэффициент податливости соединений

$$k_0 = \frac{1}{10d_{св}} = \frac{1}{10 \cdot 0,52} = 0,4.$$

Коэффициент приведения гибкости по формуле (5.6)

$$\mu_v = \sqrt{1 + 0,4 \frac{15 \cdot 15 \cdot 2}{3,79 \cdot 6,7}} = 1,75.$$

Приведенная гибкость стержня по формуле (5.5)

$$\lambda_{пр} = 1,75 \cdot 76 = 132 < 150.$$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,18$ (приложение 2). Напряжение

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{1500}{0,18 \cdot 75} = 111 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчетный момент инерции сечения относительно оси X, перпендикулярной швам, по формуле (5.9)

$$J_x = \frac{5 \cdot 15^3}{12} + 0,5 \cdot 2 \frac{5 \cdot 6^3}{12} = 1480 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции сечения

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{1480}{75}} = 4,45 \text{ см.}$$

Гибкость стержня относительно оси X

$$\lambda_x = \frac{l_x}{r_x} = \frac{370}{4,45} = 83 < 132,$$

т. е. меньше расчетной гибкости относительно оси Y.

ГЛАВА 6

ТРЕХШАРНИРНЫЕ АРКИ И РАМЫ

Трехшарнирные деревянные арки проектируют треугольного, кругового и стрельчатого очертания.

§ 19 ТРЕУГОЛЬНЫЕ АРКИ

Наиболее просты в изготовлении сборные арки треугольного очертания, конструируемые из двух наклонно поставленных балок (бревен, брусьев или клееных блоков), скрепленных в коньке. Арки можно опирать на фундаменты или на стены; в последнем случае для восприятия распора необходимо устраивать затяжки. Распор арки при воздействии на нее сплошной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q определяют по формуле

$$H = \frac{ql^2}{8h_0}, \quad (6.1)$$

где h_0 — стрела подъема (высота) арки.

Сечения балок, образующих верхние пояса арок, проверяют на максимальный изгибающий момент и продольную силу, действующую в том же сечении, по формуле (1.13).

Максимальный изгибающий момент в верхнем поясе арки под влиянием непосредственно приложенной к нему местной равномерно распределенной нагрузки равен:

$$M_q = \frac{q \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} - \frac{ql^2}{32}. \quad (6.2)$$

Для уменьшения величины расчетного изгибающего момента продольную силу в верхнем поясе следует прикладывать с эксцентриситетом e , вызывающим обратный по знаку изгибающий момент, что достигается соответствующим конструированием конькового и опорных узлов арки.

Расчетный изгибающий момент в этом случае равен:

$$M = \frac{ql^2}{32} - Ne. \quad (6.2a)$$

Продольная сжимающая сила в расчетном сечении определяется по формуле

$$N = Q \sin \alpha + H \cos \alpha, \quad (6.3)$$

где α — угол наклона верхнего пояса арки к горизонту;

Q — поперечная сила в простой балке пролетом l .

В случае необходимости использования габарита под аркой, затяжку (ригель) устраивают приподнятой относительно уровня пят. При этом уменьшается h_0 и, как следует из формулы (6.1), увеличивается усилие H , а также возрастает изгибающий момент в верхнем поясе, который вычисляют по формуле

$$M = \frac{ql}{2} a - \frac{qa^2}{2}, \quad (6.4)$$

где a — расстояние от оси опоры до точки пересечения осей верхнего пояса и ригеля.

Если $a = 0,25 l$, то

$$M = \frac{3ql^2}{32}. \quad (6.4a)$$

Собственный вес несущих конструкций приблизительно определяют по формуле

$$g_{с.в} = \frac{g^n + p^n}{\frac{1000}{k_{с.в} l} - 1}, \quad (6.5)$$

где g^n и p^n — соответственно нормативные постоянная и временная нагрузки;

l — пролет в м;

$k_{с.в}$ — коэффициент собственного веса.

Ориентировочно значение коэффициента $k_{с.в}$ для треугольных арок может быть принято равным 5.

Пример 6.1. Запроектировать и рассчитать несущие конструкции покрытия помещения для хранения сельскохозяйственных машин. Здание возводится в районе г. Смоленска. Стены кирпичные с внутренними пилястрами. Крыша холодная из асбестоцементных волнистых листов марки ВО. Пролет несущих конструкций $l = 11,7$ м; шаг расстановки $B = 3$ м. Изготавливают конструкции на строительном дворе.

Решение. В качестве несущих конструкций покрытия принимаем треугольные трехшарнирные арки, верхний пояс которых выполнен из брусев, а затяжка — из круглой стали (рис. 6.1). По аркам уложена щитовая обрешетка под асбестоцементную кровлю, расчет и конструкция которой приведены в примере 4.3.

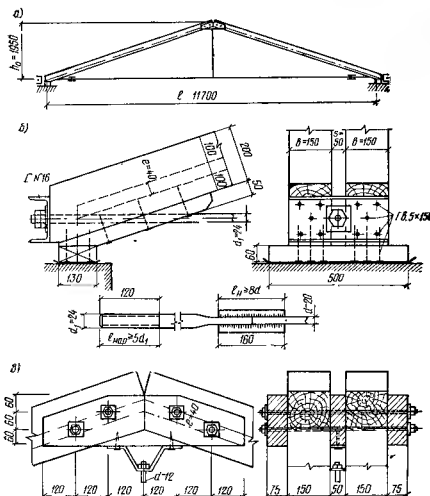


Рис. 6.1 Треугольная трехшарнирная арка
а — общий вид, б, в — детали опорного и конькового узлов

Высоту арки принимаем минимально допустимую, равную:

$$f = 1/6l - \frac{11,7}{6} = 1,95 \text{ м.}$$

Этой высоте соответствуют: $\lg \alpha = 1/6 = 0,333$; $\alpha = 18^\circ 26'$; $\sin \alpha = 0,316$; $\cos \alpha = 0,949$.

Длина каждой полуарки по осям равна

$$l_1 = \frac{l}{2 \cos \alpha} = \frac{11,7}{2 \cdot 0,949} = 6,17 \text{ м,}$$

что дает возможность выполнить ее из бруса длиной 6,5 м.

Подсчет нагрузок. Нормативная постоянная нагрузка на 1 м² поверхности ската: вес кровли 15 кгс/м²; вес шитовой обрешетки 8 кгс/м²; на 1 м² плана покрытия

$$g^n = \frac{15+8}{0,949} = 24,2 \text{ кгс/м}^2.$$

Снеговая нагрузка 100 кгс/м².

Собственный вес арки по формуле (6.5) при $k_{с.в.} = 5$

$$g_{с.в.}^n = \frac{24,2 + 100}{\frac{1000}{5 \cdot 11,7} - 1} = 7,8 \text{ кгс/м}^2.$$

Нагрузка на 1 пог. м арки:

нормативная $q^n = (24,2 + 7,8 + 100) \cdot 3 = 396 \text{ кгс/м}$;

расчетная $q = [(24,2 + 7,8) \cdot 1,1 + 100 \cdot 1,4] \cdot 3 = 526 \text{ кгс/м}$.

Определение расчетных усилий в арке. Изгибающий момент от местной нагрузки в середине полуарки по формуле (6.2)

$$M = \frac{526 \cdot 11,7^2}{32} = 2250 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Усилие в затяжке по формуле (6.1)

$$H = \frac{526 \cdot 11,7}{8 \cdot 1,95} = 4630 \text{ кгс}.$$

Опорные реакции

$$A = B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{526 \cdot 11,7}{2} = 3080 \text{ кгс}.$$

Поперечная сила в середине левой полуарки

$$Q = A - \frac{q \cdot l}{4} = \frac{q \cdot l}{4} = 1540 \text{ кгс}.$$

Продольная сила в том же сечении по формуле (6.3)

$$N = 1540 \cdot 0,316 + 4630 \cdot 0,949 = 4875 \text{ кгс}.$$

Расчет верхнего пояса арки. Верхний пояс арки принимаем из двух брусьев сечением $b \times h = 15 \times 20 \text{ см}$, уложенных рядом с зазором $s = 5 \text{ см}$. Для уменьшения расчетного изгибающего момента узлы арки (рис. 6.1, б, в) конструируем так, чтобы продольная сжимающая сила действовала с эксцентриситетом $e = 4 \text{ см}$ относительно оси пояса.

Тогда разгружающий изгибающий момент от продольной силы равен

$$M_N = N \cdot e = 4875 \cdot 4 = 19\,500 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Расчетный изгибающий момент в середине полуарки по формуле (6.2а)

$$M = 2250 - 19\,500 = -20\,500 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Площадь и момент сопротивления поперечного сечения арки равны:

$$F = 2 \cdot 15 \cdot 20 = 600 \text{ см}^2; \quad W = 2 \cdot \frac{15 \cdot 20^3}{6} = 2000 \text{ см}^3.$$

Гибкость полуарки в плоскости изгиба

$$\lambda = \frac{l_1}{r_x} = \frac{617}{0,29 \cdot 20} = 107.$$

Коэффициент по формуле (1.14)

$$\xi = 1 - \frac{107^2}{\pi^2 \cdot \frac{4875}{600 \cdot 130}} = 0,77.$$

Напряжение по формуле (1.13)

$$\sigma = \frac{4875}{600} + \frac{205\,500}{0,77 \cdot 2000} \cdot \frac{130}{150} = 124 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверим жесткость арки. Пренебрегая незначительной деформацией стержня под действием сжимающего усилия, рассмотрим каждую полуарку как балку на двух опорах, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой и двумя разгружающими моментами, действующими на концах полуарки.

Расчетный относительный прогиб в середине полуарки найдем как алгебраическую сумму прогибов от этих двух видов нагрузки:

$$\frac{f}{l_1} = \frac{5q^n (0,5l)^3}{384 E J \cos \alpha} - \frac{2M_N^n (0,5l)}{16 E J \cos \alpha} - \frac{0,5l}{8 E J \cos \alpha} \left[\frac{5q^n (0,5l)^2}{48} - M_N^n \right] =$$

$$= \frac{585}{8 \cdot 10^6 \cdot 20\,000 \cdot 0,949} \left(\frac{5 \cdot 3,96 \cdot 585^2}{48} - 14\,700 \right) = \frac{1}{205} < \frac{1}{200}.$$

Здесь $J = W \cdot \frac{h}{2} = 2000 \cdot 10 = 20\,000 \text{ см}^4$;

$$M_N^n = M_N \cdot \frac{q^n}{q} = 19\,500 \cdot \frac{396}{526} = 14\,700 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Расчет затяжки. Затяжку конструируем в виде одиночного троса из круглой стали марки ВМСт-пс.

Требуемая площадь сечения троса

$$F_{тр} = \frac{H}{R} = \frac{4630}{2100} = 2,21 \text{ см}^2.$$

Принимаем $d = 20 \text{ мм}$ с $F = 3,14 \text{ см}^2$.

Для экономии стали и облегчения устройства нарезки к концам затяжки привариваем короткие стержни с утолщенными концами под нарезку (см. рис. 6.1, б).

Требуемая площадь сечения нетто коротыша

$$F_{\text{нт}} = \frac{N}{R_p^0} = \frac{4630}{1700} = 2,73 \text{ см}^2,$$

где R_p^0 — расчетное сопротивление растяжению болтов в месте нарезки.

Принимаем $d_1 = 24 \text{ мм}$ с $F_{\text{нт}} = 3,24 \text{ см}^2$ (приложение 6). Длину сварного шва назначаем $l_{\text{ш}} = 4d = 80 \text{ мм}$. Длину нарезки на коротышах принимаем равной $l_{\text{нап}} = 5d_1 = 120 \text{ мм}$.

Шайбы под тяж устраиваем из отрезка швеллера № 16 длиной 35 см. В расчетном отношении шайбу рассматриваем как консоль, защемленную в месте постановки тяжа.

Максимальный изгибающий момент в шайбе

$$M = \frac{H}{2} \left(\frac{h}{2} + \frac{l}{2} \right) = \frac{4630}{2} \left(\frac{15}{2} + \frac{h}{2} \right) = 23150 \text{ кгс·см.}$$

Момент инерции швеллера относительно вертикальной оси Y за вычетом момента инерции отверстия в стенке

$$J = J_y - \delta_{\text{ст}} (d_1 + 0,3) \left(z - \frac{\delta_{\text{ст}}}{2} \right)^2 = 63,3 - 0,84 (2,4 + 0,3) (1,8 - 0,42)^2 = 59 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления швеллера

$$W = \frac{J}{b_{\text{ш}} - z} = \frac{59}{b_{\text{ш}} - 1,8} = 12,8 \text{ см}^3.$$

Напряжение изгиба в швеллере

$$\sigma = \frac{23150}{12,8} = 1810 < 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Пример 6.2. Запроектировать и рассчитать несущие конструкции покрытия сельскохозяйственного здания, на чердаке которого будет размещен склад сухих кормов (рис. 6.2, а). Пролет несущих конструкций $l = 6 \text{ м}$; шаг расстановки $B = 1,5 \text{ м}$. Кровля черепичная. Угол наклона кровли к горизонту $\alpha = 40^\circ$ ($\sin \alpha = 0,643$; $\cos \alpha = 0,766$; $\tan \alpha = 0,839$). Расчетная нагрузка на 1 пог. м проекции стропил $q = 235 \text{ кгс/м}$.

Решение. Для образования необходимого габарита складского помещения на чердаке несущие конструкции проектируем в виде трехшарнирной арки с приподнятой затяжкой (ригелем).

Полная высота арки

$$h = \frac{l}{2} \tan \alpha = 3 \cdot 0,839 = 2,52 \text{ м.}$$

Расстояние в осях от конька до затяжки принимаем равным

$$h_0 = \frac{h}{2} = \frac{2,52}{2} = 1,26 \text{ м.}$$

Растягивающее усилие в ригеле по формуле (6.1)

$$H = \frac{2q l^2}{8 \cdot 1,26} = 840 \text{ кгс.}$$

Опорные реакции

$$A - B = \frac{ql}{2} = \frac{235 \cdot 6}{2} = 705 \text{ кгс.}$$

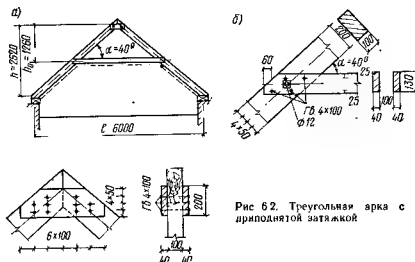


Рис 6.2. Треугольная арка с приподнятой затяжкой

Продольное сжимающее усилие в верхнем поясе арки в месте пересечения осей пояса и ригеля определяем по формуле (6.3).

$$N = \left(A - \frac{ql}{4} \right) \sin \alpha + H \cos \alpha = \left(705 - \frac{235 \cdot 6}{4} \right) 0,643 + 840 \cdot 0,766 = 870 \text{ кгс.}$$

Максимальный изгибающий момент в верхнем поясе арки по формуле (6.4 а)

$$M = \frac{3 \cdot 235 \cdot 6^2}{32} = 793 \text{ кгс·м.}$$

Верхний пояс арки принимаем из бруса сечением $10 \times 20 \text{ см}$. Площадь и момент сопротивления сечения равны:

$$F = 10 \cdot 20 = 200 \text{ см}^2; \quad W = \frac{10 \cdot 20^2}{6} = 667 \text{ см}^3.$$

Проверяем напряжение по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \cdot \frac{R_c}{R_k} = \frac{870}{200} + \frac{793 \cdot 130}{667 \cdot 130} = 123 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Ввиду частой расстановки брусков обрешетки верхний пояс арки на устойчивость из плоскости системы не проверяем.

Ригель принимаем из двух досок сечением 4×13 см. Так как растягивающее усилие H незначительно, то прочность ригеля не проверяем.

Сопряжение ригеля с верхним поясом выполняем болтом диаметром 12 мм и гвоздями 4×100 мм, забиваемыми по четыре штуки с каждой стороны соединения один навстречу другому (рис. 6.2, б).

Несущая способность соединения

$$0,9(2\sqrt{k_{\alpha}}T_u + 2,4T_{гв}) = 0,9(2\sqrt{0,88 \cdot 291} + 8,56) = 894 > 840 \text{ кгс.}$$

Здесь 0,9 — снижающий коэффициент при определении несущей способности нагелей разных видов [1];

k_{α} — коэффициент, учитывающий смятие древесины в нагельном гнезде под углом α (см. табл. 2.2);

T_u — несущая способность стального нагеля ($d = 12$ мм) на один срез (приложение 5);

$T_{гв}$ — несущая способность гвоздя по формуле (2.11 а).

§ 20. АРКИ КРИВОЛИНЕЙНОГО ОЧЕРТАНИЯ

Арки криволинейного очертания (кругового и стрельчатого) выполняют обычно клееными из многослойного пакета гнутых плашек досок.

Клееные арки криволинейного очертания — один из наиболее эффективных типов современных деревянных конструкций заводского изготовления. Они отличаются легкостью ($k_{с.н} = 3$), небольшим числом сборочных элементов и соединений, экономичностью и архитектурной выразительностью.

Поперечное сечение арок принимают прямоугольным с отношением высоты сечения к ширине не более 5.

Исходя из удобства транспортирования и монтажа обычно отдают предпочтение трехшарнирным аркам, состоящим из двух отдельных, изогнутых по дуге окружности, клееных полуарок. В стрельчатой арке имеется в коньковом шарнире перелом оси.

Стрела подъема f трехшарнирных клееных круговых арок должна быть не менее $1/4$, а стрельчатых — не менее $1/4$ пролета l арки. Стрелу дуги f_0 полуарок при стрельчатом очертании принимают обычно не менее $1/14$ длины l_0 хорды полуарки.

Радиус кривизны оси арки кругового очертания определяют по формуле

$$r_k = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}, \quad (6.6)$$

а радиус кривизны оси полуарки при стрельчатом очертании — по формуле

$$r_k = \frac{l^2}{8f_0} + \frac{l_0}{2}. \quad (6.7)$$

Длину дуги круговой арки вычисляют по формуле

$$s = \sqrt{l^2 + \frac{16}{3}f^2}. \quad (6.8)$$

Распор круговых арок при опирании их на стены воспринимается стальными или клееными деревянными затяжками, подвешенными во избежание их провисания к аркам. Гибкость затяжек в вертикальной плоскости между подвесками не должна превышать 400. Гибкость затяжек из круглой стали не нормируется.

Распор арок стрельчатого очертания и круговых арок, опирающихся на фундаменты, воспринимается непосредственно фундаментами.

Статический расчет арок производят по общим методам строительной механики. Находят максимальный изгибающий момент, возникающий при наиболее невыгодном нагружении арки, и продольную силу в том же сечении. Расчет на совместное действие изгиба и сжатия ведут по правилам расчета прямолинейных стержней. При определении гибкости за расчетную длину трехшарнирных круговых арок при несимметричной нагрузке и стрельчатых арок при всех видах нагрузки принимают длину дуги полуарки, а за расчетную длину круговых арок при симметричной нагрузке принимают $0,7$ полной длины дуги арки.

Для удобства гнутья и исключения больших начальных напряжений толщину досок, из которых склеивают арку, следует принимать не более $1/250$ радиуса кривизны. При большей толщине необходимо снижать расчетные сопротивления, умножая их на коэффициент $m_{гн}$, значения которого приведены в [1, табл. 12].

Пример 6.3. Запроектировать и рассчитать несущие конструкции покрытия деревообделочного цеха. Стены здания кирпичные с внутренними пилястрами. Расчетный пролет несущих конструкций $l = 14,7$ м; шаг расстановки — $B = 6$ м. Место строительства — район г. Куйбышева. Изготовление конструкций заводское.

Решение. В качестве несущих конструкций покрытия принимаем клееные трехшарнирные арки кругового очертания со стальной затяжкой (рис. 6.3). Затяжку проектируем из круглой стали, так как затяжки из профильной стали более громоздки и на них скапливается производственная пыль.

Ограждающая часть покрытия состоит из неразрезных прогонов, располженных по аркам на расстоянии 1 м один от другого, по которым уложены дощато-гвоздевые щиты и утепленная кровля, типа рассмотренной в примере 4.4.

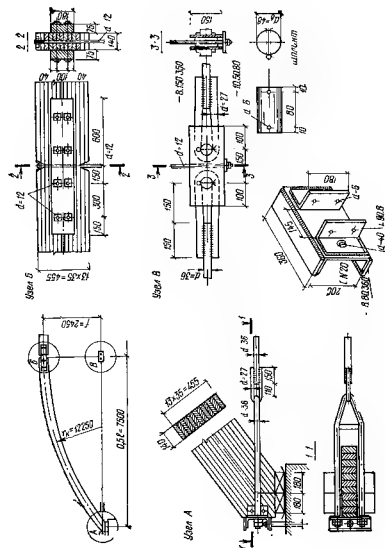


Рис. 6.3 Круговая клееная арка с затяжкой из круглой стали

Определение геометрических размеров арки (рис. 6.4, а). Стрелу подъема арки принимаем равной

$$f = \frac{l}{6} = \frac{14,7}{6} = 2,45 \text{ м.}$$

Радиус кривизны арки вычисляем по формуле (6.6)

$$r_k = \frac{l^2 + 4 \left(\frac{l}{6}\right)^2}{8 \left(\frac{l}{6}\right)} = \frac{5}{6} l = \frac{5 \cdot 14,7}{6} = 12,25 \text{ м.}$$

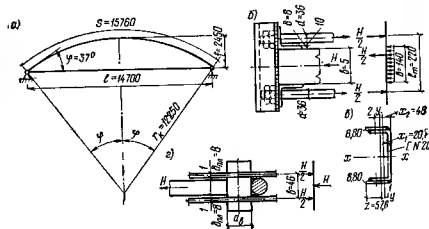


Рис. 6.4. К расчету круговой арки

Длина дуги арки по формуле (6.8)

$$s = \sqrt{l^2 + \frac{16}{3} \left(\frac{l}{6}\right)^2} = 1,072l = 1,072 \cdot 14,7 = 15,76 \text{ м.}$$

Синус центрального угла полуарки

$$\sin \varphi = \frac{l}{2r_k} = \frac{14,7}{2 \cdot 12,25} = 0,6;$$

этому соответствуют: $\varphi = 36^\circ 52' \approx 37^\circ$; $\cos \varphi = 0,8$.

Нагрузки. Нагрузка от веса ограждающей части покрытия на 1 м^2 поверхности крыши, по данным примера 4.4 с добавлением веса прогонов, составляет: нормативная — 131 кгс/м^2 ; расчетная — 150 кгс/м^2 . Эта нагрузка, приведенная к 1 м^2 плана покрытия, равна:

$$\text{нормативная } g_{\text{огр}} = 131 \cdot \frac{s}{l} = 131 \cdot 1,072 = 142 \text{ кгс/м}^2;$$

$$\text{расчетная } g_{\text{огр}} = 150 \cdot 1,072 = 161 \text{ кгс/м}^2.$$

Снеговая нагрузка на 1 м² плана покрытия составляет:

нормативная $p_s^0 = cr_s^0 = 0,75 \cdot 100 = 75 \text{ кгс/м}^2$;

расчетная $p_s = 75 \cdot 1,4 = 105 \text{ кгс/м}^2$,

где $c = \frac{l}{8f} = \frac{14,7}{8 \cdot 2,45} = 0,75$ — коэффициент снегозадержания для криволинейных покрытий [3].

Собственный вес арки по формуле (6.5) при $k_{c, n} = 3$ равен

$$g_{c, n} = \frac{142 + 75}{\frac{1000}{3 \cdot 14,7} - 1} = 10 \text{ кгс/м}^2.$$

Расчетная нагрузка на 1 пог. м арки:

постоянная $g = (161 + 10 \cdot 1,1) \cdot 6 = 1030 \text{ кгс/м}$;

временная $p = 105 \cdot 6 = 630 \text{ кгс/м}$;

полная $q = 1030 + 630 = 1660 \text{ кгс/м}$.

Определение расчетных усилий в элементах арки. Сравнительный анализ показывает, что наибольшее значение изгибающего момента в трехшарнирной круговой арке получается при нагружении арки постоянной нагрузкой по всему пролету и временной нагрузкой, расположенной на участке, равном 0,6 пролета.

Максимальный изгибающий момент при таком нагружении, возникающий в сечении, расположенном в четверти пролета арки, определяем [7] по формуле

$$M = (K_M^g g + K_M^p p) \frac{r^2}{32} - (0,08 \cdot 1030 + 0,655 \cdot 630) \frac{14,7^2}{32} = 3340 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Здесь K_M^g и K_M^p — коэффициенты, определяемые по графику приложения 8 при отношении $f/l = 1/6$.

Нормальную силу в том же сечении, где действует максимальный изгибающий момент, находим по формуле

$$N = (K_N^g g + K_N^p p) l - (0,793 \cdot 1030 + 0,543 \cdot 630) 14,7 = 17050 \text{ кгс},$$

где K_N^g и K_N^p — коэффициенты, взятые из того же графика.

Для получения максимального усилия в затяжке арку загружаем полной нагрузкой q по всему пролету.

Величину распора вычисляем по формуле (6.1)

$$H = \frac{ql^2}{8f} = \frac{1660 \cdot 14,7^2}{8 \cdot 2,45} = 18300 \text{ кгс}.$$

Опорные реакции

$$A = B = \frac{ql}{2} = \frac{1660 \cdot 14,7}{2} = 12200 \text{ кгс}.$$

Подбор сечения арки. Криволинейные блоки полуарок склеиваем из досок сечением $4 \times 15 \text{ см}$. После острожки с двух сторон

по пластам склейки толщина досок a будет равна 3,5 см, а после двойной острожки кромок ширина досок b составит 14 см. Сечение арки проектируем прямоугольным, склеенным из 13 досок, тогда высота сечения $h = 13 \cdot 3,5 = 45,5 \text{ см}$.

Принятые размеры удовлетворяют требованиям норм:

$$\frac{r_h}{a} = \frac{1225}{3,5} = 350 > 250;$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45,5}{14} = 3,25 < 5.$$

Проверим принятое сечение арки на совместное действие нормальной силы и изгибающего момента по формуле (1.13)

$$\sigma = \frac{17050}{637} + \frac{334000}{0,76 \cdot 4830} \cdot \frac{130}{150} = 186 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Здесь $F = 14 \cdot 45,5 = 637 \text{ см}^2$;

$$W = \frac{14 \cdot 45,5^2}{6} = 4830 \text{ см}^3;$$

$$\lambda = \frac{0,5s}{r} = \frac{0,5 \cdot 1576}{0,29 \cdot 45,5} = 60;$$

$$\xi = 1 - \frac{60^2 \cdot 17050}{3100 \cdot 637 \cdot 130} = 0,76.$$

Устойчивость из плоскости арки не проверяем, так как она обеспечивается частым расположением прогонов кровли, надежно прикрепляемых к арке.

Расчет затяжки. Затяжку арки принимаем в виде одного троса из круглой стали марки ВМСт3пс с петлевидными концами у опор и в середине пролета.

Требуемая площадь затяжки

$$F_{тп} = \frac{H}{R} = \frac{18300}{2100} = 8,72 \text{ см}^2.$$

Принимаем $d = 36 \text{ мм}$; $F = 10,18 \text{ см}^2$.

Петлевидные концы затяжки выполняем, как показано на рис. 6.3. При этом длина сварных швов должна быть не менее $l_{ш} = 4d = 4 \cdot 3,6 = 14,4 \text{ см}$ (принимаем 150 мм).

Во избежание провисания затяжки поддерживаем ее посередине пролета вертикальной подвеской из круглой стали ($d = 12 \text{ мм}$).

Расчет хомута. Затяжка прикреплена к арке в опорном узле хомутом, состоящим из двух ветвей из круглой стали с нарезкой на концах и траверсы (см. рис. 6.3, узел А).

Требуемая площадь сечения нетто каждой ветви хомута

$$F_{нп}^{\text{хот}} = \frac{H}{2R_p^0} = \frac{18300}{2 \cdot 1700 \cdot 0,85} = 6,35 \text{ см}^2.$$

Коэффициентом 0,85 учитываем возможную неравномерность натяжения ветвей хомута.

Принимаем диаметр ветвей хомута $d = 36 \text{ мм}$; $F_{\text{шт}} = 7,58 \text{ см}^2$ (приложение 6).

Чтобы воспрепятствовать распрямлению ветвей хомута, между ними ставим распорку из круглой стали того же диаметра, привариваемую к ветвям.

Траверса состоит из швеллера, усиленного привариваемыми к полкам планками из полосовой стали сечением $8 \times 80 \text{ мм}$. Для обеспечения жесткости траверсы в вертикальной плоскости к стенке швеллера привариваем два равнобоких уголка $90 \times 8 \text{ мм}$.

Требуемую высоту швеллера $h_{\text{ш}}$ определяем из условия смятия древесины арки под траверсой:

$$F_{\text{см}} - b h_{\text{ш}} = \frac{H}{R_{\text{смф}}},$$

откуда

$$h_{\text{ш}} = \frac{H}{b R_{\text{смф}}} = \frac{18300}{14,75} = 17,5 \text{ см},$$

где $R_{\text{смф}} = 75 \text{ кгс/см}^2$ — расчетное сопротивление древесины смятию при действии силы под углом $\varphi = 37^\circ$ к направлению волокон (приложение 4).

Принимаем швеллер № 20 с $F_1 = 23,4 \text{ см}^2$ и $J_1 = 113 \text{ см}^4$. Траверсу рассчитываем на изгиб, как балку на двух опорах (ветви хомута), нагруженную распором, равномерно распределенным по ширине арки (рис. 6.4, б).

Расчетный пролет траверсы

$$l_T = b + 0,5 + 2 \delta_{\text{гг}} + 2 \cdot 1 + d = 14 + 0,5 + 2 \times 0,8 + 2 \cdot 1 + 3,6 \approx 22 \text{ см}.$$

Максимальный изгибающий момент в траверсе

$$M = \frac{H}{4} \left(l_T - \frac{b}{2} \right) = \frac{18300}{4} (22 - 7) = 58600 \text{ кгс·см}.$$

Расстояние от наружной грани стенки швеллера до его центра тяжести $x_1 = 2,07 \text{ см}$. Площадь сечения планок $F_2 = 2 \cdot 0,8 \cdot 8 = 12,8 \text{ см}^2$. Планки приварены к полкам швом толщиной 8 мм (рис. 6.4, в). Тогда расстояние от центра тяжести планок до наружной грани стенки швеллера

$$x_2 = 0,8 + \frac{8}{2} = 4,8 \text{ см}.$$

Статический момент всего сечения относительно оси I , проходящей через центр тяжести швеллера,

$$S = F_2 (x_2 - x_1) = 12,8 (4,8 - 2,07) = 35 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести всего сечения до оси I составляет:

$$a_1 = \frac{S}{F_1 + F_2} = \frac{35}{23,4 + 12,8} = 0,97 \text{ см}.$$

Момент инерции всего сечения относительно центральной оси Y :

$$J_Y = J_1 + F_1 a_1^2 + J_2 + F_2 a_2 - 113 + 23,4 \cdot 0,97^2 + \frac{0,8 \cdot 8^3}{12} + 12,8 \cdot 1,76^2 = 208 \text{ см}^4.$$

Здесь $a_2 = x_2 - x_1 - a_1 = 4,8 - 2,07 - 0,97 = 1,76 \text{ см}$ — расстояние между центрами тяжести планок и всего сечения.

Наибольшее расстояние от оси Y до крайнего волокна сечения

$$z = 0,8 + 8 - 2,07 - 0,97 = 5,76 \text{ см}.$$

Наименьший момент сопротивления сечения

$$W_{\text{мин}} = \frac{J_Y}{z} = \frac{208}{5,76} = 36,2 \text{ см}^3.$$

Напряжение изгиба в траверсе

$$\sigma = \frac{68600}{36,2} = 1895 < 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчет стыка затяжки. Стык затяжки делаем в середине пролета. Петлевидные концы тяжелой надеты на валики, закрепленные в стальных планках (см. рис. 6.3, узел В). Толщину планок принимаем равной $\delta_{\text{пл}} = 8 \text{ мм}$. Валик работает на изгиб как балка на двух опорах (планках), нагруженная сосредоточенным давлением петли в середине пролета (рис. 6.4, г).

Расчетный пролет валика

$$l_B = d + 2 \cdot 0,1 + \delta_{\text{пл}} = 3,6 + 0,2 + 0,8 = 4,6 \text{ см}.$$

Наибольший изгибающий момент в валике

$$M = \frac{H l_B}{4} = \frac{18300 \cdot 4,6}{4} = 21050 \text{ кгс·см}.$$

Требуемый момент сопротивления валика

$$W_{\text{тр}} \approx 0,1 d^3 = \frac{M}{R},$$

откуда требуемый диаметр

$$d_B = \sqrt[3]{\frac{10M}{R}} = \sqrt[3]{\frac{10 \cdot 21050}{2100}} = 4,65 \text{ см (принимаем 48 мм)}.$$

Соблюдая нормы расстановки для болтовых соединений, находим минимальные размеры планки:

ширина $h_{\text{пл}} = 3 d_B = 3 \cdot 4,8 = 14,4 \text{ см}$ (принимаем 15 см);

ми, прибитыми к кровельным щитам, и продольными ветровыми связями.

Геометрические размеры арки (рис. 6.6). Расчетный пролет арки $l = 18$ м. Стрела подъема арки в ключе $f = 0,5 l = 9$ м.

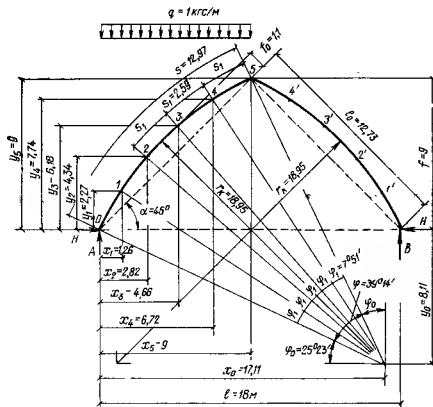


Рис 6.6. Геометрические размеры арки и схема нагружения единичной нагрузкой

Длина хорды полуарки

$$l_0 = \sqrt{(0,5l)^2 + f^2} = \sqrt{9^2 + 9^2} = 12,73 \text{ м.}$$

Стрелу подъема дуги полуарки принимаем равной:

$$f_0 = 1,1 \text{ м} > \frac{l_0}{15} = \frac{12,73}{15} = 0,85 \text{ м.}$$

Длина дуги полуарки по формуле (6.8)

$$s = \sqrt{12,73^2 + \frac{16}{3} \cdot 1,1^2} = 12,97 \text{ м.}$$

Радиус кривизны оси полуарки по формуле (6.7)

$$r_k = \frac{12,73^2}{8 \cdot 1,1} + \frac{1,1}{2} = 18,95 \text{ м.}$$

Угол φ раствора полуарки

$$\sin \varphi/2 = \frac{l_0}{2r_k} = \frac{12,73}{2 \cdot 18,95} = 0,336; \varphi = 39^\circ 14'.$$

Угол α наклона хорды полуарки к горизонту

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{f}{0,5l} = 1; \alpha = 45^\circ.$$

Угол φ_0 наклона радиуса, проходящего через опору арки

$$\varphi_0 = 90 - \alpha = 90 - 45 = \frac{39^\circ 14'}{2} = 25^\circ 23'.$$

Определение координат расчетных сечений арки. Для определения расчетных усилий каждую полуарку делим на пять равных частей (см. рис. 6.6).

Длина дуги и центральный угол, соответствующий одному делению, равны:

$$s_1 = \frac{s}{5} = \frac{12,97}{5} = 2,59 \text{ м, } \varphi_1 = \frac{\varphi}{5} = \frac{39^\circ 14'}{5} = 7^\circ 51'.$$

Координаты центра кривизны оси полуарки (принимаем за начало координат левую опору арки) равны:

$$x_0 = r_k \cos \varphi_0 = 18,95 \cdot 0,903 = 17,11 \text{ м;}$$

$$y_0 = r_k \sin \varphi_0 = 18,95 \cdot 0,428 = 8,11 \text{ м.}$$

Координаты расчетных сечений арки определяем по формулам:

$$x_n = x_0 - r_k \cos \varphi_n,$$

$$y_n = r_k \sin \varphi_n - y_0,$$

где $\varphi_n = \varphi_0 + n \cdot \varphi_1$ (n — номер рассматриваемого сечения). Вычисление координат сведено в табл. 6.1.

Нагрузки. Вес ограждающей части покрытия (в кгс/м²):

настил из досок толщиной 16 мм . . .	0,016 · 500 = 8
диагоналки и планки щита (ориентиро- вочно 50% веса настила) . . .	0,5 · 8 = 4
рубероид два слоя . . .	2 · 0,15 · 0,04 · 500 = 6
прогоны сечением 2(15×4) через 1 м . . .	2 · 0,15 · 0,04 · 500 = 6

Итого 24

Средний вес ограждающей части покрытия на 1 м² плана покрытия

$$g^n = 24 \frac{s}{0,5l} - 24 \frac{12,97}{9} = 35 \text{ кгс/м}^2.$$

ТАБЛИЦА 6.1

φ	$\varphi_n = \varphi_{0n} + n \varphi_n$	$\cos \varphi_n$	$\sin \varphi_n$	$r_n \cos \varphi_n$	$r_n \sin \varphi_n$	x_n	y_n
0	25°23'	0,903	0,428	17,11	8,11	0	0
1	7°51'	0,837	0,548	15,65	10,38	1,26	2,27
2	15°42'	0,764	0,657	14,29	12,45	2,82	4,34
3	23°33'	0,657	0,754	12,45	14,29	4,66	6,18
4	31°24'	0,548	0,837	10,38	15,65	6,73	7,75
5	39°14'	0,428	0,903	8,11	17,11	9	9

Нормативная снеговая нагрузка для III снегового района с учетом цилиндрической формы покрытия, согласно [3], составляет:

$$p_e^0 = c r_e^0 = 0,4 \cdot 100 = 40 \text{ кгс/м}^2.$$

Собственный вес арки по формуле (6.5) при $k_{c, \text{в}} = 3$ равен:

$$g_{\text{с.в.}} = \frac{35 + 40}{\frac{1000}{3 \cdot 18} - 1} = 4,3 \text{ кгс/м}^2.$$

Расчетная постоянная нагрузка на 1 пог. м арки

$$g = (35 + 4,3) \cdot 1,1 \cdot 6 = 260 \text{ кгс/м}.$$

Расчетная снеговая нагрузка

$$p_0 = 40 \cdot 1,4 \cdot 6 = 336 \text{ кгс/м}.$$

Расчетную ветровую нагрузку (принимаемую, согласно [3], нормальной к поверхности сооружения) определяем по формуле

$$p_{\text{в}} = k c r_{\text{в}}^0 n,$$

где k — коэффициент, зависящий от высоты сооружения (при высоте до 10 м $k = 1$);

c — аэродинамический коэффициент, принимаемый при $f/l = 0,5$ с наветренной стороны на участке активного давления $c_1 = 0,7$, на участке отрицательного давления $c_2 = -1,2$, с заветренной стороны для верхней части сооружения $c_3 = -1,2$, а для нижней $c_4 = -0,4$;

$r_{\text{в}}^0$ — нормативный скоростной напор, принимаемый для III ветрового района (г. Тамбов) равным 35 кгс/м²;

$n = 1,2$ — коэффициент перегрузки.

Расчетная ветровая нагрузка на 1 пог. м дуги арки по участкам (рис. 6.7):

$$p_{\text{в}}^I = 0,7 \cdot 35 \cdot 6 \cdot 1,2 = 176 \text{ кгс/м};$$

$$p_{\text{в}}^{II} = -1,2 \cdot 35 \cdot 6 \cdot 1,2 = 302 \text{ кгс/м},$$

$$p_{\text{в}}^{III} = -1,2 \cdot 35 \cdot 6 \cdot 1,2 = 302 \text{ кгс/м};$$

$$p_{\text{в}}^{IV} = -0,4 \cdot 35 \cdot 6 \cdot 1,2 = 101 \text{ кгс/м}.$$

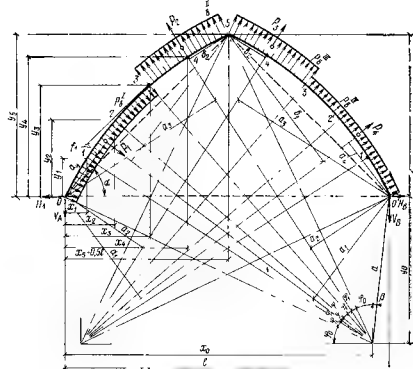


Рис. 6.7. К определению усилий в сечениях арки от ветровой нагрузки слева

Определение усилий в расчетных сечениях арки. Для определения усилий в арке от постоянной и временной (снеговой) нагрузок достаточно произвести расчет арки на единичную нагрузку $q = 1$ кгс/м, расположенную на левой половине пролета (см. рис. 6.6). Усилия в арке от нагрузки по всему пролету находим путем алгебраического суммирования усилий, полученных от одной-единственной нагрузки в симметричных точках дуги арки.

Распор арки при единичной нагрузке на половине арки

$$H = \frac{q l^2}{16 f} = \frac{1 \cdot 18^2}{16 \cdot 9} = 2,25 \text{ кгс}.$$

1 Опорные реакции:

$$A = \frac{3}{8} q l = 0,375 \cdot 1,18 = 6,75 \text{ кгс},$$

$$B = \frac{1}{8} q l = 0,125 \cdot 1,18 = 2,25 \text{ кгс}.$$

Изгибающие моменты в левой половине арки вычисляем по формуле

$$M_n = Ax_n - \frac{qx_n^2}{2} - Hy_n.$$

Например, для сечения 3

$$M_3 = 6,75 \cdot 4,66 - 0,5 \cdot 4,66^2 - 2,25 \cdot 6,18 = 6,81 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Изгибающие моменты в правой половине арки (x отсчитываем от правой опоры)

$$M_n = Bx_n - Hy_n.$$

Например, для сечения 3'

$$M_{3'} = 2,25 \cdot 4,66 - 2,25 \cdot 6,18 = -3,42 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Для получения величин моментов от постоянной и снеговой нагрузок умножаем полученные моменты от единичной нагрузки соответственно на 260 и 336. Результаты вычислений сведены в табл. 6.2.

Согласно [3], боковые зоны ветрового давления ограничены точками, имеющими ординаты $y = 0,7$ и $y_2 = 0,7 \cdot 9 = 6,3$ м. Ввиду небольшой разницы между $y = 6,3$ м и $y_2 = 6,18$ м для упрощения дальнейших вычислений считаем, что зоны ветрового давления меняются в точках 3 и 3' (см. рис. 6.7).

Определяем равнодействующие ветрового давления на каждом из участков, считая их приложенными посередине соответствующих дуг:

$$P_1 = p_b^I s_1 = 176 \cdot 3 \cdot 2,59 = 1370 \text{ кгс};$$

$$P_2 = p_b = p_b^{II} s_1 = 302 \cdot 2,59 = 1570 \text{ кгс};$$

$$P_4 = p_b^{IV} s_1 = 101 \cdot 3 \cdot 2,59 = 785 \text{ кгс}.$$

Вертикальные опорные реакции находим из условия равенства нулю моментов всех сил относительно опорных шарниров арки. Получаем:

$$V_A = \frac{P_1 a_1 - P_2 a_2 - P_3 a_3 - P_4 a_4}{l} = \frac{1370 \cdot 7 - 1570 (5,17 + 9,87) - 785 \cdot 3,85}{18} = -947 \text{ кгс};$$

$$V_B = \frac{P_1 a_4 - P_2 a_3 - P_3 a_2 - P_4 a_1}{l} = \frac{1370 \cdot 3,85 - 1570 (9,87 + 5,17) - 785 \cdot 7}{18} = -1324 \text{ кгс}.$$

ТАБЛИЦА 6.2

Изгибающие моменты в кгс·м

№ сечения	от нагрузки $q=1$ кгс/м		от постоянной нагрузки $p=260$ кгс/м		от снеговой нагрузки $p_0=336$ кгс/м		от центра		расчеты величин моментов	
	на l		на l		на l		слева	справа	при изгибом	при изгибом
	слева на 0,6 l	справа на 0,6 l	слева на 0,5 l	справа на 0,5 l	слева на 0,5 l	справа на 0,5 l				
1	2,59	-2,27	0,32	83	870	-763	107	2363	-1076	953 -680
2	5,29	-3,42	1,57	486	1777	-1149	628	2897	-1896	2263 -663
3	6,81	-3,42	3,39	881	2289	-1149	1140	1579	-2448	2970 -268
4	5,52	-2,27	3,25	845	1854	-763	1091	307	-1005	2699 82
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Здесь $a_{1,2,3,4}$ — плечи соответствующих сил относительно опорных шарниров (см. рис. 6.7):

$$a_1 = a \sin (\beta + \varphi_0 + 3,5 \varphi_1) = 8,16 \cdot 0,858 = 7 \text{ м};$$

$$a_2 = a \sin (\beta + \varphi_0 + \varphi_1) = 8,16 \cdot 0,634 = 5,17 \text{ м};$$

$$a_3 = r_n \sin 4 \varphi_1 = 18,95 \cdot 0,521 = 9,87 \text{ м};$$

$$a_4 = r_n \sin 1,5 \varphi_1 = 18,95 \cdot 0,204 = 3,85 \text{ м},$$

$$\text{где } a = \sqrt{(l-x_0)^2 + y^2} = \sqrt{0,89^2 + 8,11^2} = 8,16 \text{ м};$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{l-x_0}{y_0} = \frac{0,89}{8,11} = 0,1095; \quad \beta = 6^\circ 15'.$$

Проверяем вычисления опорных реакций исходя из условия $\sum Y = 0$:

$$V_A + V_B - (P_1 - P_4) \sin (\varphi_0 + 1,5 \varphi_1) + (P_2 + P_3) \cos (\varphi_0 + \varphi_1) = -2271 + 2272 = 0.$$

Горизонтальные опорные реакции определяем из условия равенства нулю суммы моментов сил, действующих на левую и правую половины арки, относительно ключевого шарнира. Получаем:

$$H_A = \frac{V_A 0,5l - P_1 b_1 + P_2 b_2}{f} = \frac{-947,9 - 1370 \cdot 8,73 + 1570 \cdot 2,58}{9} = -1826 \text{ кгс};$$

$$H_B = \frac{V_B 0,5l + P_4 b_1 + P_3 b_2}{f} = \frac{-1324,9 + 785 \cdot 8,73 + 1570 \cdot 2,58}{9} = -112 \text{ кгс}.$$

$$\text{Здесь } b_1 = r_n \sin 3,5 \varphi_1 = 18,95 \cdot 0,461 = 8,73 \text{ м};$$

$$b_2 = r_n \sin \varphi_1 = 18,95 \cdot 0,1365 = 2,58 \text{ м}.$$

Проверяем вычисления исходя из условия $\sum X = 0$:

$$H_A - H_B + (P_1 + P_4) \cos (\varphi_0 + 1,5 \varphi_1) = -1714 + 1717 \approx 0.$$

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки определяем по формулам:

в левой полуарке

$$M_n = V_A x_n - H_A y_n \pm M_n^{\text{в}};$$

в правой полуарке (x — от правой опоры)

$$M_n = V_B x_n - H_B y_n \pm M_n^{\text{в}},$$

где $M_n^{\text{в}}$ — момент от ветровой нагрузки, расположенной слева от сечения n .

Например, для сечений 2 и 2':

$$M_2^{\text{в}} = -\frac{2}{3} P_1 r_n \sin \varphi_1 = -\frac{2}{3} 1370 \cdot 18,95 \cdot 0,1365 = -2358 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

$$M_2 = -947 \cdot 2,82 + 1826 \cdot 4,34 - 2358 - 2897 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

$$M_2^{\text{в}} = \frac{2}{3} P_4 r_n \sin \varphi_1 = \frac{2}{3} 785 \cdot 18,95 \cdot 0,1365 = 1352 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = -1324 \cdot 2,82 + 112 \cdot 4,34 + 1352 = -1896 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Аналогично определяются моменты и в других сечениях. Результаты вычислений приведены в табл. 6.2.

Расчетные величины изгибающих моментов определяем при двух сочетаниях нагрузок:

- а) основным — собственный вес покрытия и снеговая нагрузка;
- б) дополнительном — собственный вес, снеговая и ветровая нагрузки.

При дополнительном сочетании, согласно [3], величины расчетных моментов от кратковременных нагрузок (снеговой и ветровой) умножаем на коэффициент сочетания 0,9.

Как следует из табл. 6.2, наибольший изгибающий момент при основном сочетании нагрузок возникает в сечении 3:

$$M_3 = 881 + 2289 = 2970 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

а при дополнительном сочетании нагрузок — в сечении 2:

$$M_2 = 486 + 0,9 (1777 + 2897) = 4690 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Определим нормальные силы в сечениях 2 и 3 при тех сочетаниях нагрузок, при которых получены наибольшие значения расчетных моментов.

Нормальную силу определим по формуле

$$N_n = Q_n^c \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n,$$

где Q_n^c — балочная поперечная сила в сечении n .

Подставив значения величин, получим для сечения 2: от постоянной нагрузки

$$N_n = \left(\frac{gl}{2} - gx_2 \right) \cos (\varphi_0 + 2\varphi_1) + \frac{gr^2}{8f} \sin (\varphi_0 + 2\varphi_1) = 1980 \text{ кгс (сжатие)};$$

от снеговой нагрузки на левой полуарке

$$N_n = \left(\frac{3}{8} p_0 l - p_0 x_2 \right) \cos (\varphi_0 + 2\varphi_1) + \frac{p_0 l^2}{16f} \sin (\varphi_0 + 2\varphi_1) = 1570 \text{ кгс (сжатие)};$$

от ветра слева

$$N_8 = V_A \cos(\varphi_0 + 2\varphi_1) + \frac{2}{3} P_1 \sin \varphi_1 + H_A \sin(\varphi_0 + 2\varphi_1) = \\ = -1790 \text{ кгс (растяжение).}$$

Расчетная нормальная сила в сечении 2

$$N_2 = 1980 + 0,9(1570 - 1790) = 1780 \text{ кгс.}$$

Нормальная сила в сечении 3 при основном сочетании нагрузок:

$$N_3 = \left(\frac{gl}{2} - gx_2 \right) \cos(\varphi_0 + 3\varphi_1) + \\ + \frac{gl^2}{8f} \sin(\varphi_0 + 3\varphi_1) - 1623 \text{ кгс;} \\ N_0 = \left(\frac{3}{8} \rho_c l - \rho_c x_2 \right) \cos(\varphi_0 + 3\varphi_1) + \\ + \frac{\rho_0 l^2}{16f} \sin(\varphi_0 + 3\varphi_1) = 1372 \text{ кгс;} \\ N_3 = 1623 + 1372 \approx 3000 \text{ кгс.}$$

Подбор сечения арки. Поперечное сечение арки принимаем прямоугольным, склеенным из гнутых плашмя досок. Ширину сечения после двойной острожки кромок досок назначаем $b = 120 \text{ мм}$. Наибольший изгибающий момент получается при дополнительном сочетании нагрузок $M = 4690 \text{ кгс} \cdot \text{м}$. Согласно [1] для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия ветровой нагрузки, расчетные сопротивления умножаются на коэффициент условий работы $m_n = 1,2$.

Не принимая во внимание в первом приближении действия нормальной силы, находим требуемый момент сопротивления сечения:

$$W_{тр} = \frac{M}{m_n R_n} = \frac{4690000}{1,2 \cdot 130} \approx 3000 \text{ см}^3.$$

Требуемая высота сечения при $b = 12 \text{ см}$

$$h_{тр} = \sqrt{\frac{6W}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 3000}{12}} = 38,6 \text{ см.}$$

Принимаем сечение арки составленным из 12 досок толщиной после острожки 35 мм (рис. 6.5, в). Полная высота сечения $h = 12 \cdot 3,5 = 42 \text{ см}$. При этом:

$$\frac{r_n}{a} = \frac{1895}{3,5} = 542 > 250; \\ \frac{h}{b} = \frac{42}{12} = 3,5 < 5.$$

Площадь и момент сопротивления принятого сечения равны:

$$F = 12 \cdot 42 = 504 \text{ см}^2; \quad W = \frac{12 \cdot 42^3}{6} \approx 3530 \text{ см}^3.$$

Расчетная гибкость полуарки

$$\lambda = \frac{s}{r} = \frac{1297}{0,29 \cdot 42} = 106.$$

Коэффициент по формуле (1.14)

$$\xi = 1 - \frac{106^2}{3100} \cdot \frac{1780}{504 \cdot 1,2 \cdot 130} = 0,9.$$

Напряжение по формуле (1.13)

$$\sigma = \frac{1780}{504} + \frac{469000}{0,9 \cdot 3530} = 152 < 1,2 \cdot 130 = 156 \text{ кгс/см}^2.$$

При основном сочетании нагрузок

$$\xi = 1 - \frac{106^2}{3100} \cdot \frac{3000}{504 \cdot 130} = 0,83; \\ \sigma = \frac{3000}{504} + \frac{297000}{0,83 \cdot 3530} = 107 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Конструкция и расчет узлов арки. В опорном узле арка торцом ~~упирается в фундамент~~ нормально к ее оси верхнюю плоскость фундамента. Для обеспечения большей шарнирности узла торец арки срезается с двух сторон, как показано на рис. 6.5, г. Ввиду малой величины продольного сжимающего усилия прочность на смятие торца не проверяем.

Поперечная сила, возникающая в опорном сечении, передается через две уголкового накладки (прикрепленные к арке болтами) на анкерные болты, заделанные в фундамент.

Поперечную силу в опорном узле определяем по формуле

$$Q_0 = Q_0^0 \sin \varphi_0 - H \cos \varphi_0.$$

Наибольшая величина поперечной силы получается при дополнительном сочетании нагрузок: от постоянной нагрузки

$$Q_n = \frac{gl}{2} \sin \varphi_0 - \frac{gl^2}{8f} \cos \varphi_0 = 2340 \cdot 0,428 - 1170 \cdot 0,903 = -55 \text{ кгс;}$$

от снеговой нагрузки на левой полуарке

$$Q_0 = \frac{3}{8} \rho_c l \sin \varphi_0 - \frac{\rho_c l^2}{16f} \cos \varphi_0 = 2368 \cdot 0,428 - 756 \cdot 0,903 = 335 \text{ кгс;}$$

от ветра слева

$$Q_s = V_A \sin \varphi_0 - H_A \cos \varphi_0 = -947 \cdot 0,428 + 1826 \cdot 0,903 = 1244 \text{ кгс.}$$

Расчетная поперечная сила

$$Q_0 = -55 + 0,9 (335 + 1244) = 1367 \text{ кгс.}$$

Стальные накладки из двух уголков $160 \times 100 \times 9$ мм крепим к арке двумя болтами диаметром $d = 18$ мм. Болты размещаем на расстоянии $e_1 = 7 d \approx 12,5$ см от торца арки. Расстояние между болтами принимаем $e_2 = 11$ см.

Из условия равновесия сил (пренебрегая трением) находим, что на болт будут действовать силы (см. рис. 6.5, б)

$$T_1 = \frac{Q_0}{2} - \frac{1367}{2} = 683 \text{ кгс и } T_2 = \frac{Q_0 e_1}{e_2} = \frac{1367 \cdot 12,5}{11} = 1552 \text{ кгс.}$$

Равнодействующее усилие, воспринимаемое одним болтом,

$$T_0 = \sqrt{T_1^2 + T_2^2} = \sqrt{683^2 + 1552^2} = 1695 \text{ кгс.}$$

Угол наклона равнодействующего усилия к направлению волокон древесины арки (угол смятия)

$$\operatorname{tg} \alpha_{\text{см}} = \frac{T_1}{T_2} = \frac{683}{1552} = 0,44; \quad \alpha_{\text{см}} = 23^\circ 45' \approx 24^\circ.$$

Несущая способность двухсрезного болта диаметром $d = 18$ мм

$$2T_n = 2 \cdot 250 d^2 \sqrt{k_a} \sqrt{a_n} = 2 \cdot 250 \cdot 1,8^2 \sqrt{0,92 \cdot 1,2} = 1701 > 1695 \text{ кгс.}$$

Здесь $k_a = 0,92$ — коэффициент при угле смятия 24° (см. табл. 2.2); $a_n = 1,2$ — коэффициент условий работы при учете ветровой нагрузки.

Анкерные болты принимаем диаметром $d = 16$ мм ($F = 2,01 \text{ см}^2$). Напряжение среза в болтах

$$\tau = \frac{Q_0}{2F} = \frac{1367}{2 \cdot 2,01} = 340 < 1300 \text{ кгс/см}^2.$$

Коньковый узел решается аналогично (рис. 6.5, в). Каждая пара уголковых накладок левой и правой полуарки соединяется одним болтом диаметром $d = 16$ мм, что обеспечивает возможность поворота полуарки.

Болты, скрепляющие уголковые накладки с аркой, и шарнирные болты воспринимают поперечную силу, возникающую в коньковом узле при несимметричной нагрузке:

от односторонней снеговой нагрузки

$$Q_c = \frac{3}{8} p_c l - \frac{p_c l}{2} = -\frac{p_c l}{8} = -\frac{336 \cdot 16}{8} = -756 \text{ кгс;}$$

от ветровой нагрузки слева

$$Q_a = V_A - P_1 \cos (\varphi_0 + 3,5 \varphi_1) + P_2 \cos (\varphi_0 + \varphi_1) = -947 - 1350 \cdot 0,604 + 1570 \cdot 0,837 = -450 \text{ кгс.}$$

Расчетная поперечная сила

$$Q_{\text{см}} = 0,9 (756 + 450) = 1085 \text{ кгс.}$$

Равнодействующее усилие, воспринимаемое одним болтом, который соединяет накладки с аркой,

$$T_0 = \sqrt{\left(\frac{Q_{\text{см}}}{2}\right)^2 + \left(\frac{Q_{\text{см}} e_1}{e_2}\right)^2} = \sqrt{543^2 + 1232^2} = 1346 \text{ кгс.}$$

Угол наклона равнодействующего усилия к горизонтали

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{543}{1232} = 0,44 \quad (\gamma = 23^\circ 45').$$

Угол наклона равнодействующего усилия к направлению волокон древесины арки (угол смятия)

$$\alpha_{\text{см}} = \varphi_0 + \gamma = 25^\circ 23' + 23^\circ 45' \approx 49^\circ.$$

Коэффициент $k_a = 0,757$ (см. табл. 2.2).

Несущая способность двухсрезного болта диаметром $d = 18$ мм

$$2T_n = 2 \cdot 250 \cdot 1,8^2 \sqrt{0,757 \cdot 1,2} = 1548 > 1346 \text{ кгс.}$$

Для предотвращения работы клеевых швов на отрыв под действием раскалывающих усилий, возникающих в зоне опорного и конькового шарниров, концы полуарки стягиваем болтами диаметром $d = 16$ мм, поставленными нормально к ее оси (см. рис. 6.5, г и е).

§ 2. ТРЕХШАРНИРНЫЕ РАМЫ

Деревянные рамы применяют в качестве несущих каркасов одноэтажных зданий павильонного типа различного назначения. Чаще всего используют однопролетные симметричные рамы с двускатным ригелем. Рамы решают обычно по трехшарнирной схеме с шарнирными опорными и коньковыми узлами и жестким узлом в месте соединения ригеля со стойкой (карнизным узлом).

В современном строительстве применяют главным образом рамные конструкции заводского изготовления. Стойки и ригели таких рам выполняют в виде многослойных пакетов с плавным переменным или ступенчато-переменным по длине сечением. Сопряжение ригеля со стойкой в карнизном узле осуществляют на месте изготовления рам стыкованием клееных пакетов ригеля и стойки на зубчатом соединении, с перекрытием стыка фанерными накладками на клею или плавным переходом стойки в ригель путем гнутья досок в этом узле.

Сборные рамы, отдельные элементы которых перевозят на место строительства в разобранном виде, выполняют обычно с устройством дополнительных подкосов в карнизных узлах. При небольших пролетах и нагрузках такие рамы можно устраивать из цельных брусьев на подсобных предпрятиях строительных организаций.

Рамные конструкции по сравнению с арочными имеют значительно больший собственный вес. При предварительном определении собственного веса рам по формуле (6.5) следует принимать коэффициент $k_{с.в} = 5 \div 7$.

Расчет трехшарнирных деревянных рам производят обычными приемами статики.

Пример 6.5. Запроектировать и рассчитать сборные несущие деревянные конструкции неотапливаемого материально-технического склада районной базы снабжения системы «Сельхозтехника».

Расстояние между несущими конструкциями $B = 3$ м, пролет $l = 9$ м. Место строительства — район г. Куйбышева. Кровля и стены здания из асбестоцементных волнистых листов обыкновенного профиля. Конструкции изготовляют в плотничном цехе производственных мастерских строительной организации с последующей сборкой и монтажом на месте постройки.

Решение. Несущий поперечный каркас здания проектируем в виде однопролетных симметричных сборных брусчатых рам I с двускатным ригелем (рис. 6.8, а). Рамы решаем по трехшарнирной схеме с шарнирными опорными и коньковым узлами и жесткими карнизными узлами. Жесткость последних обеспечивается сопряжением ригеля со стойкой болтами 2 и деревянным подкосом 3, совместно воспринимающими узловой изгибающий момент.

Стойки рам опираются на столбчатые бетонные фундаменты 4, возвышающиеся над уровнем пола на 20 см. Нижние концы подкосов располагаются на расстоянии $a = 2$ м от верха фундаментов, чем обеспечивается нормальное использование внутреннего габарита помещения. Полную высоту стойки принимаем $h_{ст} = 3,5$ м. Уклон кровли $i = 1 : 2,5$ ($\alpha = 21^\circ 48'$).

По ригелям рам укладываем крупноблочные щиты обрешетки 5 под асбестоцементную кровлю 6, конструкция которых обеспечивает пространственную неизменяемость покрытия и устойчивость ригелей рам из их плоскости. Аналогичная щитовая конструкция 7 применена и для устройства стен. Кроме того, для обеспечения продольной устойчивости сооружения в крайних (приторцовых) пролетах в плоскости стоек и ригелей рам дополнительно должны быть поставлены диагональные или перекрестные жесткие связи.

Геометрические размеры элементов рамы. По заданным основным размерам рамы и углу наклона кровли к горизонту определяем размеры элементов рамы по осям образующих ее стержней и углы между ними (рис. 6.8, б).

Углу $\alpha = 21^\circ 48'$ соответствуют: $\operatorname{tg} \alpha = 0,4$; $\sin \alpha = 0,371$; $\cos \alpha = 0,928$.

Длина ригеля полурамы по скату

$$l_{\text{риг}} = \frac{0,5l}{\cos \alpha} = \frac{4,5}{0,928} = 4,85 \text{ м.}$$

Высота рамы в середине пролета $h_0 = h_{ст} + 0,5l \operatorname{tg} \alpha = 3,5 + 0,5 \cdot 9 \cdot 0,4 = 5,3$ м. Ось подкоса в карнизном узле направлена так, что образует с осями стойки и ригеля равные углы β . Значение

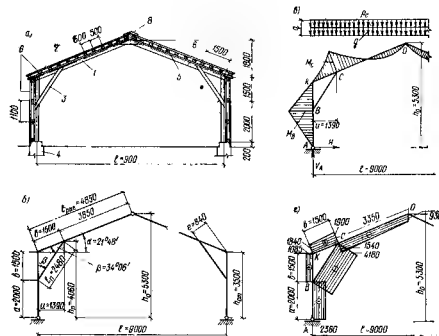


Рис. 6.8 К расчету рамы

а, б — конструктивная и геометрическая схемы рамы; а — эпюра моментов от силовых нагрузок, б — эпюра продольных сил

угла β найдем из зависимости $180 - 2\beta = 90 + \alpha$, откуда $\beta = 34^\circ 06'$; $\sin \beta = 0,561$; $\cos \beta = 0,828$; $\operatorname{tg} \beta = 0,677$. Длина подкоса $l_a = 2b \cos \beta = 2 \cdot 1,5 \cdot 0,828 = 2,48$ м. Расстояние от низа рамы до точки пересечения оси ригеля с осью подкоса $h_a = h_{ст} + b \times \sin \alpha = 3,5 + 1,5 \cdot 0,371 = 4,06$ м. Расстояние от оси стойки до точки пересечения оси ригеля с осью подкоса $u = b \cos \alpha = 1,5 \times 0,928 = 1,39$ м. Расстояние от центра карнизного узла рамы до оси подкоса $e = b \sin \beta = 1,5 \cdot 0,561 = 84$ см.

Нагрузки. Раму рассчитываем только на основное сочетание нагрузок — постоянная и снеговая нагрузки, так как дополнительное сочетание — постоянная, снеговая и ветровая нагрузки, как показывает соответствующий анализ, для всех элементов рамы не является расчетным. Обрешетина щита расположена одна от другой

на близком расстоянии, поэтому нагрузки на раму считаем равномерно распределенными.

Нормативная нагрузка от собственного веса кровли ($q_{нр} = 15 \text{ кгс/м}^2$) и щитов ($q_{щ} = 8 \text{ кгс/м}^2$) обрешетки на 1 пог. м горизонтальной проекции ригеля рамы составляет

$$q'' = \frac{(q_{нр} + q_{щ})}{\cos \alpha} B = \frac{(15 + 8) \cdot 3}{0,928} = 74,5 \text{ кгс/м.}$$

То же, от снеговой нагрузки: $p_c'' = 100 \cdot 3 = 300 \text{ кгс/м.}$

К постоянной нагрузке добавляем собственный вес рамы, определяемый по формуле (6.5) при $k_c = 1$ — 6:

$$g_{с.р}'' = \frac{74,5 + 300}{\frac{10 \cdot 000}{6 \cdot 9} - 1} = 20 \text{ кгс/м.}$$

Расчетные нагрузки на 1 пог.м пролета рамы:

постоянная $q = (q'' + g_{с.р}'') n = (74,5 + 20) \cdot 1,1 = 104 \text{ кгс/м;}$

временная $p = p_c'' n = 300 \cdot 1,4 = 420 \text{ кгс/м,}$

полная $q = 104 + 420 = 524 \text{ кгс/м.}$

Определение усилий в элементах рамы. По расчетной схеме данная конструкция — статически определяемая симметричная трехшарнирная рама.

Нетрудно установить, что расчетные величины наибольших изгибающих моментов и нормальных сил будут иметь место при загрузке рамы постоянной нагрузкой и снегом с двух сторон (рис. 6.8, в).

Вертикальные опорные реакции в этом случае

$$V_A = V_A' = \frac{ql}{2} = \frac{524 \cdot 9}{2} = 2360 \text{ кгс.}$$

Горизонтальные опорные реакции (распор)

$$H = \frac{ql^2}{8f} = \frac{524 \cdot 9^2}{8 \cdot 5,3} = 1000 \text{ кгс.}$$

Усилие D в подкосе карнизного узла найдем из уравнения моментов относительно точки K , где пересекаются оси стойки и ригеля рамы:

$$\Sigma M_K = H(a + b) + De = 0,$$

откуда

$$D = -\frac{H(a + b)}{e} = -\frac{1000 \cdot 3,5}{0,84} = -4160 \text{ кгс (сжатие).}$$

Примерный вид эпюры изгибающих моментов для рассматриваемой рамы от сплошной равномерно распределенной по длине ригеля нагрузки показан на рис. 6.8, в. Из эпюры видно, что наибольшие значения изгибающих моментов будут в точке B для стойки и в точке

C — для ригеля рамы. Поэтому для расчета рамы достаточно определить величины изгибающих моментов и продольных сил только в этих опасных сечениях.

Изгибающий момент в точке B

$$M_B = -Ha = -1000 \cdot 2 = -2000 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Нормальная сила чуть ниже точки B

$$N_{Bн} = -V_A = -2360 \text{ кгс (сжатие);}$$

то же, чуть выше точки B и по всей верхней части стойки

$$N_{Bв} = -V_A - D \cos \beta = -2360 + 4160 \cdot 0,828 = 1085 \text{ кгс (растяжение).}$$

Изгибающий момент в точке C

$$M_C = V_A u - \frac{qu^2}{2} - Hh_n = 2360 \cdot 1,39 - \frac{524 \cdot 1,39^2}{2} - 1000 \cdot 4,06 = -1285 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Нормальная сила в ригеле у точки K

$$N_K = -V_A \sin \alpha - H \cos \alpha - D \cos \beta = -2360 \cdot 0,371 - 1000 \cdot 0,928 + 4160 \cdot 0,828 = 1640 \text{ кгс (растяжение).}$$

Нормальная сила у точки C слева

$$N_{Cл} = N_K + qu \sin \alpha = 1640 + 524 \cdot 1,39 \cdot 0,371 = 1900 \text{ кгс (растяжение).}$$

Нормальная сила у точки C справа

$$N_{Cп} = -V_A \sin \alpha - H \cos \alpha + qu \sin \alpha = -2360 \cdot 0,371 - 1000 \cdot 0,928 + 524 \cdot 1,39 \cdot 0,371 = -1540 \text{ кгс (сжатие).}$$

Нормальная сила у точки O

$$N_O = -H \cos \alpha = -1000 \cdot 0,928 = -930 \text{ кгс (сжатие).}$$

По полученным данным строим эпюру продольных сил в элементах рамы (рис. 6.8, г).

Подбор сечений элементов рамы. Стойку проектируем из брусев сечением $20 \times 25 \text{ см.}$ Опасное сечение стойки — сечение в точке B , где действует изгибающий момент $M_B = 2000 \text{ кгс} \cdot \text{м}$ и сечение ослаблено врезкой на глубину $h_{вр} = 2 \text{ см}$ (рис. 6.9, а).

Стойку в этом сечении проверим дважды, так как ниже сечения на участке AB (см. рис. 6.8, в) действует сжимающая продольная сила $N_{Bн} = 2360 \text{ кгс}$, а выше сечения на участке BK — растягивающее усилие $N_{Bв} = 1080 \text{ кгс}$.

На участке AB стойку рассматриваем как сжато-изгибаемый стержень. Свободная длина стойки при определении расчетной гибкости

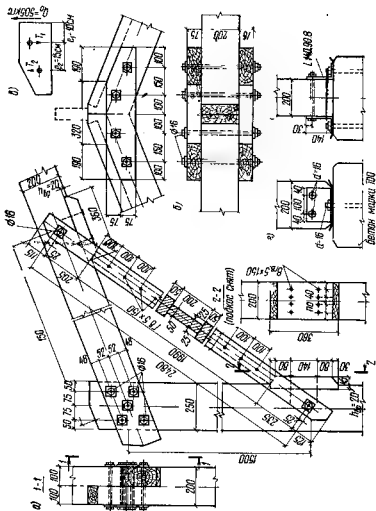


Рис. 6.9. Детали узлов рамы
а — узел рамы; б, в — конькового; г — опорного

в подкосных рамах принимается обычно равной 2,5 а (а — расстояние от верха фундамента до точки пересечения подкоса со стойкой). Коэффициент 2,5 назначается в предположении, что стойка внизу шарнирно опирается на фундамент, а сверху упруго защемлена в двух точках (у низа подкоса и в месте примыкания к ригелю).

Кроме врезки сечение ослаблено еще болтом диаметром $d = 1,6$ см, скрепляющим накладки подкоса со стойкой. Геометрические характеристики расчетного сечения:

$$F = 23 \cdot 20 = 460 \text{ см}^2; \quad F_{\text{пр}} = F - F_{\text{осл}} = 460 - 1,6 \cdot 20 = 428 \text{ см}^2; \quad W = \frac{20 \cdot 23^2}{6} = 1763 \text{ см}^3.$$

Гибкость стержня

$$\lambda = \frac{l_0}{i_x} = \frac{2,5 \cdot 200}{0,29 \cdot 23} = 69,5.$$

Коэффициент по формуле (1.14)

$$\xi = 1 - \frac{0,005 \cdot 2360}{3100} = 0,935.$$

Напряжение по формуле (1.13)

$$\sigma = \frac{2360}{428} + \frac{200 \cdot 000}{1763 \cdot 0,935} \cdot \frac{130}{150} = 110 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

На участке ВК стойку рассчитываем как растянуто-изгибаемый стержень.

Напряжение по формуле (1.12)

$$\sigma = \frac{1080}{428} + \frac{200 \cdot 000}{1763} \cdot \frac{80}{150} = 63 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

Опасным сечением ригеля является сечение в точке С, где $M_C = 1285 \text{ кгс·м}$; $N_{C\text{в}} = -1540 \text{ кгс}$; $N_{C\text{д}} = 1900 \text{ кгс}$. Ригель проектируем из бруса 20×20 см. Сечение ослаблено врезкой и болтом (см. рис. 6.9, а).

Геометрические характеристики ослабленного сечения:

$$F = 20 \cdot 18 = 360 \text{ см}^2; \quad F_{\text{пр}} = 360 - 1,6 \cdot 20 = 328 \text{ см}^2; \quad W = \frac{20 \cdot 18^2}{6} = 1080 \text{ см}^3.$$

Свободная длина ригеля полурамы на участке между узлом С и коньковым узлом

$$l_0 = l_{\text{риг}} - b = 485 - 150 = 335 \text{ см}.$$

Гибкость стержня

$$\lambda = \frac{335}{0,29 \cdot 20} = 58.$$

Коэффициент

$$\xi = 1 - \frac{56^3}{3100} \cdot \frac{1540}{360 \cdot 130} = 0,965.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{1540}{328} + \frac{128 \cdot 500}{1080 \cdot 0,965} \cdot \frac{130}{150} = 111 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Прочность ригеля на участке СК проверяем по формуле (1.12):

$$\sigma = \frac{1900}{328} + \frac{128 \cdot 500}{1080} \cdot \frac{80}{150} = 69,3 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

Усилие сжатия в подкосе $D = 4160$ кгс. Подкос состоит из деревянной распорки сечением 5×20 см, усиленной с боков двумя накладками 5×10 см (см. рис. 6.9, а), прикрепленными к ней гвоздями.

Распорка по всей ширине соединяемых элементов упирается в подушку, врезанные в стойку и ригель, а накладки охватывают с двух сторон стойку и ригель, обеспечивая боковую жесткость карнизного узла. Так как распорка непосредственно воспринимает сжимающее усилие в подкосе, а накладки лишь повышают ее устойчивость при продольном изгибе, то подкос рассчитываем как сжатый стержень с неравномерно нагруженными ветвями.

Расчетный момент инерции сечения относительно горизонтальной оси X по формуле (5.9)

$$J_x = \frac{20 \cdot 5^3}{12} + 0,5 \frac{2 \cdot 5 \cdot 10^3}{12} = 625 \text{ см}^4.$$

Расчетная площадь сечения $F = 5 \cdot 20 = 100 \text{ см}^2$.

Радиус инерции сечения

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{625}{100}} = 2,5 \text{ см.}$$

Гибкость стержня относительно оси X

$$\lambda = \frac{l_0}{r_x} = \frac{199}{2,5} = 80 < 120,$$

где $l_0 = 199$ см — свободная длина основной сжатой ветви (см. рис. 6.9, а).

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,48$ (по приложению 2). Напряжение

$$\sigma = \frac{D}{\varphi F} = \frac{4150}{0,48 \cdot 100} = 87 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчет узлов рамы. В узлах В и С подкос сопрягается со стойкой и ригелем рамы. Для передачи сжимающего усилия распорка своей торцовой поверхностью упирается в подушки, врезанные в эле-

менты на глубину $h_{вр} = 2$ см и прибитые к ним гвоздями. Смятие подушки происходит под углом $\beta \approx 34^\circ$. Расчетное сопротивление смятию (приложение 4, кривая 1) $R_{см} = 62 \text{ кгс/см}^2$.

Действительное напряжение смятия в подушке

$$\sigma_{см} = \frac{D}{F_{см}} = \frac{4160}{5 \cdot 20} = 41,6 < 62 \text{ кгс/см}^2.$$

Вертикальная составляющая усилия в подкосе $D_v = D \cos \beta = 4160 \cdot 0,828 = 3450$ кгс. Эта составляющая в месте врезки в стойку вызывает торцовое смятие сопрягаемых элементов, равное:

$$\sigma = \frac{D_v}{F_{см}} = \frac{3450}{2 \cdot 20} = 86,2 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

При действии ветра и отсутствии снега в подкосе рамы может возникнуть небольшое растягивающее усилие, не погашаемое постоянной нагрузкой. Для восприятия этого усилия накладки подкоса со стойкой и ригелем рамы скрепляем болтами диаметром $d = 16$ мм.

В узле К (см. рис. 6.9, а) стойка сопрягается с ригелем рамы в полдерева и соединяется болтами, работающими как односрезные нагели.

Растягивающее усилие в ригеле $N_K = 1640$ кгс. Для восприятия этого усилия ставим пять болтов диаметром 16 мм. Ригель примыкает к стойке под углом $\alpha_{см} = 90 - \alpha \approx 68^\circ$. Этому углу соответствует коэффициент по табл. 2.2 — $k_a = 0,675$.

Несущая способность одного односрезного болта

$$T_n = k_a \cdot 35 \cdot c_0 \cdot d = 0,675 \cdot 35 \cdot 10 \cdot 1,6 = 378 \text{ кгс.}$$

Несущая способность всего соединения

$$5 T_n = 5 \cdot 378 = 1890 > 1640 \text{ кгс.}$$

Болты размещаем, как показано на рис. 6.9, а, соблюдая нормы расстановки. Расстояние от продольных кромок ригеля до оси болтов $s_a = 3 d = 48$ мм, расстояние между болтами

$$s_2 = \frac{2 \cdot 52}{0,928} = 112 \text{ мм} - 7 d.$$

Коньковый узел выполняют торцовым упором брусев ригеля с перекрытием стыка двумя деревянными накладками на болтах (рис. 6.9, б).

Накладка и болты воспринимают поперечную силу, возникающую в этом узле при несимметричном нагружении снегом лишь одного из скатов, равную:

$$Q_0 = \frac{1}{8} p l = \frac{420 \cdot 9}{8} = 473 \text{ кгс.}$$

Вследствие кососимметричной схемы работы накладок усилия, воспринимаемые болтами, которые соединяют накладку с ригелем, будут неодинаковыми (рис. 6.9, в).

Из условия равновесия полунакладки находим

$$Q_0 (e_1 + e_2) - T_1 e_2 = 0$$

и

$$Q_0 e_1 - T_2 e_2 = 0,$$

откуда

$$T_1 = \frac{e_1 + e_2}{e_2} Q_0 = \frac{10 + 15}{15} 473 = 790 \text{ кгс};$$

$$T_2 = \frac{e_1}{e_2} Q_0 = \frac{10}{15} 473 = 316 \text{ кгс}.$$

Следовательно, более нагружены болты, расположенные ближе к месту стыка.

При диаметре болта $d = 1,6 \text{ см}$, толщине накладки $a = 7,5 \text{ см}$, угле смятия $\alpha_{\text{см}} = 90^\circ$ несущая способность одного двухсрезного болта равна:

$$2T_n = 2(180d^2 + 2a^2) \sqrt{k_a} = 2(180 \cdot 1,6^2 + 2 \cdot 7,5^2) \sqrt{0,6} = 888 > 790 \text{ кгс}.$$

Прочность накладок на изгиб не проверяем из-за малой величины изгибающего момента накладок.

Опирающие стойки на бетонный фундамент в опорном узле выполняем непосредственно через торцы (рис. 6.9, г). Между бетоном и торцовым обрезом стойки прокладываем гидроизоляцию из двух слоев толя, склеенных битумной мастикой. Для обеспечения возможности поворота опорного сечения срезаем торцы стойки по 35 мм с каждой стороны.

Усилие, передающееся от стойки на фундамент, $V_A = 2360 \text{ кгс}$. Расчетное сопротивление бетона марки 100 сжатию $R_c^{\text{бет}} = 44 \text{ кгс/см}^2$.

Напряжение смятия

$$\sigma = \frac{V_A}{F_{\text{см}}} = \frac{2360}{(25 - 2 \cdot 3,5) 20} = 6,6 < 44 \text{ кгс/см}^2.$$

Для восприятия распора $H = 1000 \text{ кгс}$ в опорном узле ставим анкерные болты $d = 16 \text{ мм}$, заделанные в фундамент и соединенные со стойкой с помощью двух неравнобоких уголков $140 \times 90 \times 8$, прикрепленных к стойке болтами диаметром $d = 16 \text{ мм}$.

Расчет болтов, соединяющих уголки со стойкой, и анкерных болтов производится аналогично рассмотренному в примере 6.4.

Пример 6.6. Запроектировать и рассчитать несущие конструкции покрытия птицеводческого здания шириной в плане 18 м. Шаг расстановки конструкций в продольном направлении здания $B = 3 \text{ м}$. Ограждающая часть покрытия состоит из утепленных ас-

бестоцементных панелей, по которым уложена кровля из асбестоцементных волнистых листов унифицированного профиля (УВ-7,5). Уклон кровли $i = 1 : 4$. Изготовление конструкций — заводское. Место строительства — район г. Арзамаса (III снеговой район).

Решение. В качестве несущих конструкций покрытия принимаем деревянные гнутоклееные трехшарнирные рамы, разработанные ЦНИИЭПсельстроем*, изготовление которых освоено на Чебоксарском экспериментальном деревообрабатывающем заводе треста Чувашсельстрой (рис. 6.10, а).

Стены здания каркасно-панельной конструкции с передачей давления от них непосредственно на фундаменты.

Для обеспечения устойчивости рам из своей плоскости и общей жесткости покрытия устраиваются скатные связи в виде связевых ферм и распорок, располагаемых по длине здания через 6 — 8 пролетов.

Нагрузки. Нормативный вес ограждающей части покрытия составляет 54 кгс/м^2 , а расчетный — 60 кгс/м^2 . Нормативный снеговой покров 100 кгс/м^2 .

Собственный вес рамы по формуле (6.5) при $k_{\text{с.в.}} = 6$ равен

$$g_{\text{с.в.}} = \frac{54 + 100}{6 \cdot 18} = 18,7 \text{ кгс/м}^2.$$

Расчетная нагрузка на 1 пог. м пролета рамы:

постоянная $g = (60 + 18,7 \cdot 1,1) 3 = 240 \text{ кгс/м}$;

временная $p = 100 \cdot 1,4 \cdot 3 = 420 \text{ кгс/м}$;

полная $q = 240 + 420 = 660 \text{ кгс/м}$.

Ветровая нагрузка во внимание не принимается, так как при небольшой высоте здания и наличии стоек каркаса стены, воспринимающих ветровое давление и передающих его непосредственно на фундамент, эта нагрузка расчетных усилий в раме не вызывает.

Геометрические размеры рамы. Для расчета рамы необходимо предварительно задаться всеми размерами, определяющими схему и сечения элементов рамы. Общий вид проектируемой полурамы и ее сечения изображены на рис. 6.11. Сечение ригеля по длине рамы проектируем переменным, изменяющимся уступом.

За расчетную ось рамы принимаем параллельную наружному контуру линию, проходящую через центр тяжести конькового сечения рамы. При предварительно принятых размерах сечений рамы расчетная ось расположена от наружного контура на расстоянии $h_0 = 22 \text{ см}$. Расчетная схема рамы в этих осях изображена на рис. 6.10, б.

Расчетный пролет рамы

$$l = 18 - 2 \cdot 0,22 = 17,56 \text{ м}.$$

* Центральный научно-исследовательский, экспериментальный и проектный институт по сельскому строительству Министерства сельского строительства СССР.

Опорные реакции:

$$A = \frac{3}{8}ql = \frac{3 \cdot 17,56}{8} = 6,585 \text{ кгс};$$

$$B = \frac{1}{8}ql = \frac{1 \cdot 17,56}{8} = 2,195 \text{ кгс}.$$

Изгибающие моменты в любом сечении на левой половине рамы определяем по формуле

$$M_n = Ax_n - \frac{qx_n^2}{2} - Hy_n.$$

Например, для точки 2

$$M_2 = 6,585 \cdot 0,7 - 0,5 \cdot 0,7^2 - 4,33 \cdot 1,96 = -4,13 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Изгибающие моменты в правой незагруженной половине пролета (x — от правой опоры B)

$$M_n = Bx_n - Hy_n.$$

Например, для точки 2'

$$M_{2'} = 2,195 \cdot 0,7 - 4,33 \cdot 1,96 = -6,95 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Результаты вычислений величин изгибающих моментов от единичной нагрузки, постоянной и снеговой нагрузок, а также расчетные величины моментов приведены в табл. 6.4.

Максимальный момент $M_2 = -7313 \text{ кгс} \cdot \text{м}$ получается в сечении 2 при загрузке рамы полной нагрузкой по всему пролету. Определим в этом сечении при том же загрузке нормальную силу по формуле

$$N_2 = (A - qx) \sin \varphi_2 + H \cos \varphi_2.$$

Опорная реакция при полном загрузке рамы

$$A = \frac{ql}{2} = \frac{660 \cdot 17,56}{2} = 5795 \text{ кгс}.$$

Распор

$$H = \frac{qR}{8f} = \frac{660 \cdot 17,56^2}{8 \cdot 4,45} = 5720 \text{ кгс}.$$

Угол наклона касательной в точке 2

$$\sin \varphi_2 = \frac{r_n - x_2}{r_R} = \frac{2,62 - 0,7}{2,62} = 0,734 \quad (\varphi_2 = 47^\circ 12'; \quad \cos \varphi_2 = 0,68).$$

Подставляя значения величин, получаем

$$N_2 = (5795 - 660 \cdot 0,7) \cdot 0,734 + 5720 \cdot 0,68 = 7800$$

Наибольший положительный момент в ригеле $M_7 = 2694 \text{ кгс} \cdot \text{м}$ возникает в сечении 7 при загрузке рамы постоянной нагрузкой и снегом на левой половине пролета.

ТАБЛИЦА 6.4

№ сече-ния	Изгибающие моменты в кгс·м				от постоянной нагрузки		от снеговой нагрузки P_0		420 кгс·м		Расчетные значения моментов	
	от нагрузки $q = 1 \text{ кгс/м}$	на l	на f	на $0,5 f$	слева на $0,5 f$	справа на $0,5 f$	слева на $0,5 f$	справа на $0,5 f$	на 1	на $0,5 f$	на $0,5 f$	на $0,5 f$
1	-3,67	-4,22	-7,79	-1870	-1499	-1772	-1499	-1772	-3271	-5141	-3642	-3642
2	4,13	-6,95	-11,08	-2659	-1735	-2919	-1735	-2919	-4054	-7 13	-5 78	-5 78
3	-2,12	-7,75	-9,87	-2369	-890	-3255	-890	-3255	-4 45	-6514	-5024	-5024
4	1,1	-6,9	-6,8	1392	462	299	462	299	-2436	-3228	4290	4290
5	3,61	-5,73	-2,12	-509	1516	-2437	1516	-2437	-891	-1100	-2910	-2910
6	5	-4,5	0 4	90	2100	-1932	2100	-1932	1066	204	-1336	-1336
7	5,34	-3,40	1,88	4 1	2243	-1463	2243	-1463	790	1241	-1002	-1002
8	4,61	-2,31	2,3	552	1936	-970	1936	-970	906	1518	-1 8	-1 8
9	2,80	-1,13	1,73	4 5	1201	475	1201	475	726	1141	-0	-0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Нормальную силу в сечении 7 при этом нагружении определяем по формуле

$$N_7 = (A - qx_7) \sin \alpha + H \cos \alpha.$$

Здесь:

$$A = \frac{ql}{2} + \frac{3pl}{8} = \frac{240 \cdot 17,56}{2} + \frac{3 \cdot 420 \cdot 17,56}{8} = 4875 \text{ кгс};$$

$$H = \frac{ql^2}{8f} + \frac{pl^2}{16i} = \frac{240 \cdot 17,56^2}{8 \cdot 4,45} + \frac{420 \cdot 17,56^2}{16 \cdot 4,45} = 3900 \text{ кгс}.$$

Подставляя значения, получаем

$$N_7 = (4875 - 660 \cdot 5,68) \cdot 0,242 + 3900 \cdot 0,97 = 4055 \text{ кгс}.$$

Проверка сечений рамы. Сечения рамы проектируем прямоугольными. Для изготовления гнутоклеевых рам принимаем доски сечением 22 × 150 мм. После острожки толщина доски будет равна 16 мм, ширина сечения рамы $b = 140$ мм.

Сечение рамы в месте максимального момента принимаем из 38 досок; высота сечения $h_1 = 38 \cdot 16 = 608$ мм; площадь $F = 14 \times \times 60,8 = 851 \text{ см}^2$; момент сопротивления

$$W = \frac{14 \cdot 60,8^3}{6} = 8625 \text{ см}^3.$$

В сечении 2 ось расчетной схемы рамы не совпадает с центром тяжести расчетного сечения (см. рис. 6.11). Вследствие этого продольная сила, определенная относительно оси рамы, вызывает относительно центра тяжести сечения дополнительный изгибающий момент.

Расстояние от оси рамы до центра тяжести расчетного сечения

$$e_1 = 0,5 \quad h_1 - h_0 = 0,5 \cdot 60,8 - 22 = 8,4 \text{ см}.$$

Дополнительный момент от внецентренного приложения продольной силы

$$M_N = N_2 e_1 = 7800 \cdot 0,084 = 655 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

В данном случае дополнительный момент будет положительным, и он должен вычитаться из основного момента.

Расчетный момент в сечении 2

$$M = M_2 - M_N = 7313 - 655 = 6668 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Расчетную гибкость рамы определяем приблизительно, как для трехшарнирной арки с учетом переменной высоты сечения.

Средний радиус инерции сечения

$$r = 0,29 \frac{h_1 l_1 + h_2 l_2 + h_3 l_3}{l_0} = 0,29 \frac{60,8 \cdot 527 + 0,5 (60,8 + 38,4) 45 + 38,4 \cdot 494}{1666} = 14,75 \text{ см}.$$

Здесь $h_1, 2, 3$ — высота сечения рамы на данном участке длины $l_1, 2, 3$.

Расчетная гибкость при симметричном нагружении рамы

$$\lambda = \frac{0,7 \cdot 2l_0}{r} = \frac{0,7 \cdot 2 \cdot 1066}{14,75} = 101.$$

Коэффициент по формуле (1.14)

$$\xi = 1 - \frac{101^2}{3100} = \frac{7800}{851 \cdot 130} = 0,77.$$

Напряжение по формуле (1.13)

$$\sigma = \frac{7800}{851} + \frac{665 \cdot 800}{1,045 \cdot 8625 \cdot 0,77} \cdot \frac{130}{130} = 106 < 0,83 \cdot 130 = 108 \text{ кгс/см}^2.$$

Здесь 1,045 — коэффициент m_0 к моменту сопротивления при изгибе клееных элементов высотой $h_1 = 60,8 \text{ см}$ (см. табл. 5.1);

0,83 — коэффициент $m_{\text{изг}}$ снижения расчетного сопротивления изгибу и сжатию для гнутых элементов при отношении $r_0/a = 2620/16 = 164 < 250$ (см. [1], табл. 12).

Закругленную часть полурамы, не имеющую закреплений на участке от опоры до места примыкания кровли, необходимо проверить на устойчивость из плоскости системы.

Длина нераскрепленного участка рамы $18 + 347 = 365 \text{ см}$.

Гибкость

$$\lambda_y = \frac{365}{0,29 \cdot 14} = 90 < 120; \varphi = 0,383.$$

В качестве расчетной нормальной силы принимаем силу N_2 , действующую примерно в середине длины расчетного участка.

Напряжение по формуле (1.3)

$$\sigma = \frac{7800}{0,383 \cdot 851} = 24 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Сечение ригеля рамы в месте наибольшего положительного момента принимаем из 24 досок: высота сечения $h_2 = 384$ мм; площадь $F = 14 \times 38,4 = 538 \text{ см}^2$; момент сопротивления $W = 3440 \text{ см}^3$.

Эксцентриситет приложения нормальной силы относительно центра тяжести сечения (см. рис. 6.11):

$$e_2 = 0,5 \quad h_2 - h_0 = 0,5 \cdot 38,4 - 22 = -2,8 \text{ см}.$$

Дополнительный отрицательный момент

$$M_N = N_2 e_2 = 4055 \cdot 0,028 = 114 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Расчетный изгибающий момент в сечении 7

$$M = M_7 - M_N = 2694 - 114 = 2580 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Расчетная гибкость при несимметричном нагружении

$$\lambda = \frac{l_0}{\epsilon} = \frac{1066}{14,75} = 73.$$

Коэффициент по формуле (14)

$$\xi = 1 - \frac{73^2}{3119} - \frac{4055}{538130} = 0.9.$$

Напряжение по формуле (1.13)

$$\sigma = \frac{4055}{538} + \frac{258 \cdot 100}{0,9 \cdot 3440} \cdot \frac{130}{50} = 80 < 130 \text{ кг/см}^2.$$

Здесь 150 - расчетное сопротивление изгибу R_n в кгс см² клееных элементов при ширине сечения ≥ 14 см и высоте до 50 см

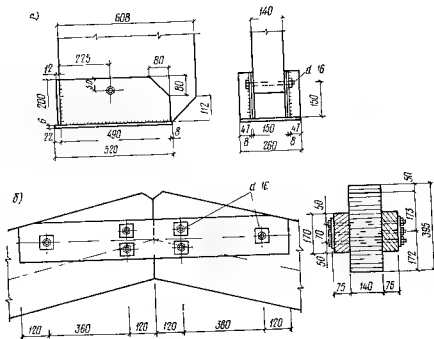


Рис. 6.12 Детали узлов гнутоклееной рамы

Конструкция и расчет узлов рамы. В опорном узле нога рамы упирается в стальной сварной башмак (рис. 6.12, а). Нога рамы с башмаком скреплена болтом диаметром $d = 16$ мм. Башмак приварен к стальной детали, закладываемой в фундамент при его бетонировании.

Смятие торца ноги рамы не проверяем ввиду очевидного запаса прочности. Распор рамы, воспринимаемый башмаком, вызывает в месте упора смятие ноги рамы поперек волокон.

Напряжение смятия

$$\sigma = \frac{H}{F_{\text{сж}}} = \frac{5720}{14 \cdot 20} = 20,4 < 24 \text{ кгс/см}^2.$$

Соединение полурам в коньковом узле выполнено впритык с боковыми парными накладками на болтах (рис. 6 12, б). Расчет болтов в накладках производится аналогично рассмотренному в примере 6.5.

ГЛАВА 7

СТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ

Деревянные ропилальные фермы применяются в покрытиях промышленных, гражданских и производственных сельскохозяйственных зданий пролетом 9—24 м. Наибольшее распространение получили треугольные фермы, применяемые для покрытий с крутыми двускатным профилем под кровлю из асбестоцементных волнистых листов или черепицы и шпренгелевые фермы, применяемые в одно- и двускатных покрытиях с рулонной кровлей.

Фермы рассчитывают в предположении шарниров в узлах. Усилия в стержнях ферм определяют обычным путем графически или аналитически. Для всех стержней треугольных ферм расчетным будет полное нагружение фермы. При подсчете нагрузок собственный вес фермы приблизительно определяют по формуле (6.5). Коэффициент $k_{св}$ для треугольных и шпренгельных ферм принимают равным $k_{св.а} - 4 \div 6$. При наличии подвесного потолка собственный вес ферм распределяют поровну между верхними и нижними узлами фермы.

Разность усилий в смежных средних панелях нижнего пояса треугольных ферм с равными панелями при одностороннем расположении временной нагрузки может быть определена из выражения

$$\Delta U = 0,5 \operatorname{ctg} \alpha (P_{\text{зд}}^{\text{в}} + P_{\text{зд}}^{\text{н}}), \quad (7.1)$$

а большее из усилий в смежных панелях равно

$$U' - U = 0,75 \operatorname{ctg} \alpha (P_{\text{sp}}^{\text{b}} + P_{\text{sp}}^{\text{II}}), \quad (7.2)$$

где α — угол между верхним и нижним поясами фермы,
 $P_{вр}^в$ и $P_{вр}^н$ — временная расчетная нагрузка, приходящаяся соот-
 ветственно на верхний и нижний узлы фермы;

U — усилие в средней панели нижнего пояса при полном загрузении фермы.

Элементы решетки ферм следует центрировать в узлах. При эксцентричном решении узла необходимо учитывать возникающий в поясе изгибающий момент, равный:

$$M = \frac{\Delta l \cdot e}{2},$$

где e — расстояние от точки пересечения осей элементов решетки до оси пояса.

Фермам при их изготовлении придается строительный подъем $f_{стр} = \frac{1}{200}l$.

По материалу основного растянутого элемента — нижнего пояса ферм — различают: деревянные фермы — с деревянным нижним поясом и металлодеревянные фермы — со стальным нижним поясом.

Расстояние между осями поясов ферм в середине пролета должно быть не менее:

- $\frac{1}{3}l$ — для деревянных треугольных ферм;
- $\frac{1}{6}l$ — » металлодеревянных треугольных ферм;
- $\frac{1}{7}l$ — » металлодеревянных шпрентельных ферм (l — расчетный пролет фермы).

§ 22. ДЕРЕВЯННЫЕ ФЕРМЫ СО СТАЛЬНЫМИ СТОЙКАМИ-ТЯЖАМИ

Растягивающие усилия в стойках треугольных ферм получают при нисходящем направлении раскосов. Деревянные элементы ферм устраивают из брусьев или бревен, а стойки-тяжи — из круглой стали. Основные узлы ферм выполняют на лобовых врубках, что не дает возможности осуществить полную механизацию производственных процессов.

При условии тщательного отбора древесины для нижних растянутых поясов (элементы I категории) и правильного конструирования и выполнения узлов и стыков эти фермы надежны в работе и удобны в эксплуатации.

В настоящее время фермы на врубках с растянутыми стойками-тяжами применяют в покрытиях зданий, возводимых в лесозыбточных районах, удаленных от специализированных предприятий по изготовлению конструкций промышленных типов, особенно в условиях рассредоточенного сельского строительства.

Пример 7.1. Запроектировать и рассчитать несущие конструкции покрытия над теплым помещением овчарни (теплак для ягнения). Расчетный пролет несущих конструкций $l = 9$ м; шаг расстановки $B = 3$ м. Кровля из пазовой черепицы; уклон кровли $i = 0,8$. Место строительства — район г. Тамбова. Производственная база — строительный двор и передвижная слесарно-механическая мастерская.

Решение. Для лучшего использования внутреннего габарита помещения при большой высоте ферм, вызванной необходимостью устройства крутых скатов под черепичную кровлю, несущие кон-

струкции проектируем в виде брусчатых треугольных ферм с поднятым нижним поясом (рис. 7.1).

Ограждающая часть покрытия состоит из спаренных прогонов из досок 5×15 см, располагаемых в узлах ферм, стропильных ног сечением 5×15 см, укладываемых по прогонам через 1,2 м, и брусков обрешетки 5×6 см, укладываемых по стропильным но-

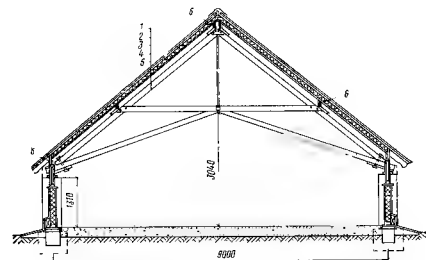


Рис. 7.1 Поперечный разрез овчарни

1 — черепица, 2 — обрешетка 50×60 мм через 300 мм, 3 — стропила 50×150 мм через 1200 мм, 4 — камышитовые плиты, 50 мм, 5 — ферма, 6 — прогоны $2 \times 50 \times 150$ мм

гам через 30 см. С боковых сторон стропильных ног прибиваются черепные бруски, по которым укладываются камышитовые плиты толщиной 15 см.

Геометрические размеры элементов фермы. При заданном уклоне полная высота фермы равна:

$$h = l \cdot 0,5 \cdot i = 0,8 \cdot 4,5 = 3,6 \text{ м.}$$

Высоту до среднего нижнего узла фермы принимаем $h_1 = 1,6$ м.

Соответствующие этим высотам углы:

$$\begin{aligned} \alpha &= 38^\circ 40'; & \operatorname{tg} \alpha &= 0,8; & \sin \alpha &= 0,625; & \cos \alpha &= 0,781; \\ \alpha_1 &= 19^\circ 36'; & \operatorname{tg} \alpha_1 &= 0,356; & \sin \alpha_1 &= 0,335; & \cos \alpha_1 &= 0,942; \\ \alpha_2 &= 19^\circ 04'; & \operatorname{tg} \alpha_2 &= 0,346; & \sin \alpha_2 &= 0,327; & \cos \alpha_2 &= 0,945. \end{aligned}$$

Вычисленные по этим данным длины элементов фермы указаны на рис. 7.2, а.

Нагрузки. Подсчет нагрузок ведем на 1 м^2 плана покрытия (табл. 7.1).

Расчетная длина пояса во второй панели $l_2 = 320$ см. Сжимающее усилие $Q_2 = 5040$ кгс;

$$\lambda = \frac{320}{0,29 \cdot 13} = 85; \varphi = 0,43;$$

$$\sigma = \frac{5040}{0,43 \cdot 195} = 60 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Сечение нижнего пояса проектируем из бруса 15×15 см. Проверка напряжений приводится в расчете опорного узла.

Растягивающее усилие в стойке $V = 4360$ кгс воспринимается тросом диаметром $d = 22$ мм, расчетная несущая способность которого (приложение 6) $4780 > 4360$ кгс. Шайбу под тяж в верхнем узле назначаем $110 \times 110 \times 11$ мм.

Горизонтальный элемент по конструктивным соображениям принимаем из двух досок сечением $7,5 \times 20$ см. Сжимающее усилие $H = 2150$ кгс. Гибкость отдельной ветви составляет:

$$\lambda = \frac{250}{0,29 \cdot 7,5} = 115 < 150; \varphi = 0,24;$$

$$\sigma = \frac{2150}{0,24 \cdot 2 \cdot 150} = 30 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчет узлов. Опорный узел решен на лобовой врубке с одним зубом. Требуемая глубина врубки

$$h_{вр} = \frac{Q_1 \cos \alpha_2}{b R_{сма,а}} = \frac{7800 \cdot 0,945}{15 \cdot 116} = 4,25 \text{ см (принимаем 4,5 см)}.$$

Длину площадки скалывания принимаем равной трем высотам пояса, т. е. $l_{ск} = 3h = 3 \cdot 15 = 45$ см. Среднее по площадке скалывания расчетное сопротивление скалыванию в этом случае (см. табл. 2.1) равно: $R_{ск}^{cp} = 9,5$ кгс/см².

Напряжение скалывания

$$\tau = \frac{6500}{15 \cdot 45} = 9,6 \approx 9,5 \text{ кгс/см}^2.$$

Брусья верхнего и нижнего поясов в узле скрепляются стяжным болтом диаметром $d = 24$ мм. Болт располагается перпендикулярно оси верхнего пояса. Упором для нижней шайбы болта служит скошенная плоскость подбалки, прибаваемой к нижнему поясу гвоздями.

Опорный узел центрируем по оси, проходящей через середину ослабленного сечения нижнего пояса. Площадь нетто сечения нижнего пояса (считая ослабления врубкой и болтом совмещенными в одном сечении) равна:

$$F_{вт} = (15 - 4,5) (15 - 2,4) = 132 \text{ см}^2.$$

Напряжение растяжения в поясе

$$\sigma = \frac{6500}{132} = 49,5 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

В промежуточном верхнем узле горизонтальный элемент прикручивается к поясу с помощью двух болтов диаметром $d = 18$ мм, работающих как двухсрезные нагели. Несущая способность болта на один срез

$$T_b = T_n \sqrt{k_a} = 696 \sqrt{0,835} = 637 \text{ кгс},$$

где $T_n = 696$ кгс — несущая способность нагеля (приложение 5) при $a = 7,5$ см,

$k_a = 0,835$ — коэффициент снижения несущей способности при угле смятия нагельного гнезда $\alpha_{сн} = 38' 40''$ (см. табл. 2.2).

Полная несущая способность соединения

$$2 \cdot 2 T_b = 4 \cdot 637 = 2548 > 2150 \text{ кгс}.$$

Прогонь в узлах фермы опираются на скошенные плоскости прибоны из досок 6×15 см. Вертикальное давление, передаваемое ст прогона на пояс, $P_{ав} = 244 \cdot 3 \cdot 2,25 = 1650$ кгс. Сила, сдвигающая прибонну по верхней кромке пояса,

$$T = P_{ав} \sin \alpha = 1650 \cdot 0,625 = 1030 \text{ кгс}.$$

Эта сила воспринимается гвоздями 5×150 мм. Несущая способность гвоздя $T_{гв} = 400 d^2 = 400 \cdot 0,5^2 = 100$ кгс. Ставим двенадцать гвоздей, размещая их в три ряда по четыре гвоздя в ряду.

Коньковый узел выполняют лобовым упором брусьев верхнего пояса один в другой. Стык брусьев перекрывают парными накладками из досок $7,5 \times 20$ см, скрепленных четырьмя болтами ($d = 14$ мм) по два болта с каждой стороны стыка.

Средний нижний узел решают с помощью центрального болта. Для прикрупления элементов нижнего пояса к узловому болту используют парные планки — наконечники из полосовой стали 110×6 мм. На узловом болт в его средней части надевают втулку из газовой трубы диаметром $d_{вт} = 45$ мм, с толщиной стенки $\delta = 4$ мм, к которой приваривают тяж стойки (рис. 7.2, б). В отверстия, просверленные в досках горизонтального элемента, также вставляют втулки, приваренные к шайбам, которые привертывают к доскам шурупами.

Планки нижнего пояса располагают в зазорах между средней и крайними втулками. Для надевания на болт концы планок одного и второго элементов пояса равномерно разводят в разные стороны на толщину планки. Для размещения планок в досках горизонтального элемента по их пласти делают треугольные вырезы на глубину 1 см.

Узловой болт под действием усилия в тяже V работает на изгиб, как балка на двух опорах. Через среднюю втулку это усилие равномерно распределяется на участке между осями планок. Расстояние между осями планок $l_6 = 15 + 2 \cdot 0,3 = 15,6$ см.

Момент, изгибающий Болт

$$M = \frac{1}{8} \cdot \frac{4360 \cdot 15,6}{8} = 8500 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Требуемый момент сопротивления болта

$$W_{\text{тр}} = 0,1d_b^3 \cdot \frac{8500}{2100} = 4,05 \text{ см}^3.$$

откуда $d_b = \sqrt[3]{40,5} = 3,44 \text{ см}$ (принимаем 36 мм).

Равнодействующая усилий в элементах нижнего пояса, передаваемая на болт, направлена под прямым углом к волокнам горизонтального элемента. Болт четырехсрезный. Усилие, приходящееся на один срез

$$T_1 = \frac{V}{4} = \frac{4360}{4} = 1090 \text{ кгс.}$$

Несущая способность болта из условия смятия древесины крайнего элемента

$$T_b = 80 a d_{\text{ст}} k_a = 80 \cdot 6,5 \cdot 4,5 \cdot 0,5 = 1170 > 1090 \text{ кгс,}$$

где $a = 6,5 \text{ см}$ — толщина доски горизонтального элемента с учетом вырезки ее по пласти на 1 см;

$d_{\text{ст}} = 4,5 \text{ см}$ — диаметр втулки, насаженной на болт, $k_a = 0,5$ — коэффициент снижения несущей способности болта при $\alpha_{\text{вн}} = 90^\circ$.

Планки-наконечники прикрепляют к брусам нижнего пояса глухарями (винтами) $d_{\text{г}} = 16 \text{ мм}$, $l_{\text{г}} = 80 \text{ мм}$ и глухими нагелями $d_{\text{н}} = 16 \text{ мм}$; $l_{\text{н}} = 70 \text{ мм}$. Для нагелей можно использовать обрезки круглой стали с закругленным внутренним концом и с уширенным путем наварки двух капель металла наружным концом.

Несущая способность нагеля на один срез по формуле (2 12а)

$$T_n = 250 \cdot 1,6^2 = 640 \text{ кгс.}$$

Необходимое число нагелей

$$n_n = \frac{6500}{640} = 10,2 \text{ шт.}$$

Принимаем 12 штук, из которых две пары глухарей, поставленных для плотности соединения, и четыре пары глухих нагелей. Нагели расставляем в шахматном порядке. Расстояние между осями нагелей: $s_1 = 7d = 11,2 \text{ см}$ (принимаем 12 см); $s_2 = s_3 = 5 \text{ см} > 3d$. Проверяем размеры планки-наконечника. Ширина планки принята $11 \text{ см} > 3d_b = 3 \cdot 3,6 = 10,8 \text{ см}$. Расстояние от оси болта до торца планки $2d_b = 2 \cdot 3,6 = 7,2 \text{ см}$ (принимаем 8 см). Расстояние от крайнего глухаря до торца планки $2d_{\text{г}} = 2 \cdot 1,6 = 3,2 \text{ см}$ (принимаем 4 см). Расстояние от продольной

кромки планки до оси нагелей $1,5d = 1,5 \cdot 1,6 = 2,4 \text{ см}$ (принимаем 3 см).

Напряжение растяжения в планке

$$\sigma = \frac{6500}{2 \cdot 0,6(11 \cdot 3,8)} = 750 < 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

где 3,8 см — диаметр отверстия для болта $d_b = 3,6 \text{ см}$.

Напряжение смятия стенки сверленного отверстия

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{6500}{1,6 \cdot 0,6} = 3010 < 3400 \text{ кгс/см}^2.$$

Пространственное крепление. Общую пространственную жесткость покрытия обеспечивают прибавкой к стропильным ногам снизу раскосов из досок в крайних пролетах здания и через каждые четыре пролета в пятом по длине здания. Кроме того, в этих же пролетах в плоскости стоек дают вертикальные связи

Пример 7 2 Запроектировать и рассчитать несущие конструкции покрытия над зрительным залом сельского клуба. Ограждающие конструкции: кровля, холодная из асбестоцементных волнистых листов марки ВУ, уложенных по разрезным прогонам (см. рис. 4.1), и утепленное подвесное чердачное перекрытие по типу рассматриваемого в примере 4.8. Расчетный пролет несущих конструкций $l = 15 \text{ м}$; шаг расстановки $B = 4 \text{ м}$. Место строительства — район г. Гомска. Производственная база — строительный двор и передвижная слесарно-механическая мастерская.

Решение. В качестве несущих конструкций принимаем треугольные фермы из брусев на врубках с нисходящими скатными раскосами и растянутыми стойками-тяжами из круглой стали (рис. 7.3, а).

Геометрические размеры элементов фермы (рис. 7.3, б). Высоту фермы назначаем минимальную для треугольных деревянных ферм, равную

$$h = \frac{1}{5} l = \frac{15}{5} = 3 \text{ м}$$

При этой высоте $\lg \alpha = 0,4$; $\alpha = 21^\circ 48'$; $\sin \alpha = 0,371$; $\cos \alpha = 0,928$.

Ферму разбиваем на нижнему поясу на шесть равных панелей длиной $l_n = 2,5 \text{ м}$.

Длина панели верхнего пояса по скату и длина первого раскоса

$$l_1 = \frac{2,5}{0,928} = 2,7 \text{ м.}$$

Длина второго раскоса

$$l_2 = \sqrt{2,5^2 + 2^2} = 3,2 \text{ м.}$$

Коэффициент

$$\xi = 1 - \frac{42,5^2}{3100} \cdot \frac{30000}{484 \cdot 130} = 0,72.$$

Напряжение по формуле (1.13)

$$\sigma = \frac{30000}{484} + \frac{55200}{0,72 \cdot 1775} \cdot \frac{130}{150} = 100 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Сечение нижнего пояса принимаем одинаковым с верхним — 22×22 см. Учитываем ослабление пояса двумя нагелями диаметром $d = 20$ мм.

Напряжение растяжения по формуле (1.1)

$$\sigma = \frac{27800}{(22-2 \cdot 2) \cdot 22} = 70,3 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

Для обеспечения минимальной величины ослабления поясов узловыми врубками принимаем ширину раскосов равной ширине брусков поясов, т. е. 22 см.

Первый раскос сжимается силой $D_1 = 6000$ кгс и имеет расчетную длину $l_1 = 270$ см. Задаемся сечением 22×10 см; $F = 220$ см². Гибкость

$$\lambda = \frac{270}{0,29 \cdot 10} = 94 < 120; \varphi = 0,35 \text{ (приложение 2)}.$$

Проверяем устойчивость по формуле (1.3):

$$\sigma = \frac{6000}{0,35 \cdot 220} = 79 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Второй раскос сжимается силой $D_2 = 7150$ кгс и имеет длину $l_2 = 320$ см. Так как в действующем сорimente нет другой толщины бруса между 10 и 18 см, назначаем сечение 22×18 см с $F = 396$ см²:

$$\lambda = \frac{320}{0,29 \cdot 18} = 62; \varphi = 0,69;$$

$$\sigma = \frac{7150}{0,69 \cdot 396} = 26,2 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Растягивающее усилие в первой стойке $V_1 = 2690$ кгс. По приложению 6 принимаем тяж диаметром $d_1 = 18$ мм с несущей способностью по $F_{нт} [V] = 2975$ кгс. Шайбы под тяж ставим размером $90 \times 90 \times 9$ мм.

Усилие во второй стойке $V_2 = 4920$ кгс; принимаем $d_2 = 24$ мм с $[V] = 5510$ кгс; шайбы $120 \times 120 \times 12$ мм.

Усилие в стойке, расположенной в середине пролета фермы, $V_3 = 11600$ кгс; принимаем $d_3 = 36$ мм с $[V] = 12890$ кгс; шайбы $180 \times 180 \times 18$ мм.

Расчет узлов и стыков. В тяжелых фермах с подвесным потолком решить опорный узел на лобовой врубке с одним или двумя зубьями не представляется возможным вследствие недостаточной несущей способности этих врубок. Опорный узел решаем на металлических хомутах с тяжами из круглой стали. Конструкция и расчет такого узла аналогичны рассмотренным в примере 2.9 (см. рис. 2.6).
Опорная реакция фермы

$$A = 3P_B + 2,5P_B = 3 \cdot 1760 + 2,5 \cdot 2700 = 12030 \text{ кгс}.$$

Требуемая ширина опорной подушки из условия смятия древесины поперек волокон

$$b_{\text{под}} = \frac{A}{bR_{\text{ок по}}} = \frac{12030}{22 \cdot 24} = 22,8 \text{ см (принимаем 25 см)}.$$

Промежуточные верхние узлы (рис. 7.4, а, б) решаем на лобовых врубках. Первый раскос примыкает к верхнему поясу под углом $\beta = 43^\circ 36'$. Расчетное сопротивление смятию (приложение 4) $R_{\text{см}} = 62$ кгс/см².

Требуемая глубина врубки раскоса в пояс

$$h_{\text{вр}} = \frac{D_1 \cos \beta}{bR_{\text{см в}}} = \frac{6000 \cdot 0,724}{22 \cdot 62} = 3,2 \text{ см (принимаем 3,5 см)}.$$

В первом промежуточном узле сечение верхнего пояса ослаблено отверстием диаметром $d = 20$ мм для тяжа $d_1 = 18$ мм, врубкой снизу $h_{\text{вр}} = 3,5$ см и врубкой сверху с целью создания горизонтальной площадки для укладки шайбы под тяж. При ширине шайбы $a = 9$ см глубина врубки сверху должна быть не менее $h_{\text{вр}} = a \sin \alpha = 9 \cdot 0,371 = 3,34$ см (принимаем 3,5 см).

Площадь сечения пояса нетто

$$F_{\text{нт}} = (22 - 2 \cdot 3,5) (22 - 2) = 300 \text{ см}^2.$$

Напряжение сжатия

$$\sigma = \frac{30000}{300} = 100 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Второй раскос упирается в пояс под углом $\beta_1 = 60^\circ 28'$; $R_{\text{см в}} = 41$ кгс/см².

Требуемая глубина врубки

$$h_{\text{вр}} = \frac{7150 \cdot 0,493}{22 \cdot 41} = 3,9 \text{ см (принимаем 4 см)}.$$

Глубина врубки сверху для укладки шайбы $h'_{\text{вр}} = 12 \cdot 0,371 = 4,45$ см (принимаем 4,5 см).

Напряжение сжатия верхнего пояса во втором узле

$$\sigma = \frac{24000}{(22 - 4 - 4,5) (22 - 2,6)} = 92 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Расставляем нагели по два в ряд, соблюдая нормы расстановки:
 $s_1 = 7d = 14 \text{ см}$; $s_2 = 7 \text{ см} > 3d = 6 \text{ см}$; $s_3 = 8 \text{ см} > 3,5d = 7 \text{ см}$.

Для уменьшения дополнительных моментов, возникающих в месте перелома оси нижнего пояса, стыки располагаем как можно ближе к промежуточным узлам. Перелом оси возникает при придании ферме строительного подъема

$$f_{\text{стр}} = \frac{1}{200} l = \frac{1500}{200} = 7,5 \text{ см.}$$

Проверяем принятое сечение накладок стыка на разрыв по ослабленному нагелями сечению:

$$\sigma = \frac{22\,250}{2 \cdot 10(22 - 2)} = 62 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

В среднем нижнем узле (рис. 7.4, д) раскосы заходят в просвет между накладками раздвинутого стыка, упираясь один в другой и в шайбу среднего тяжа. Каждый раскос прикреплен к накладкам болтами диаметром $d = 20 \text{ мм}$, работающими как двухсрезные нагели.

Болты рассчитываем на разность усилий в смежных панелях нижнего пояса при нагружении фермы односторонней временной нагрузкой по формуле (7.1):

$$\Delta U = 0,5 \cdot 2200 \cdot 2,5 = 2750 \text{ кгс.}$$

Усилие, воспринимаемое болтами, передается под углом $\alpha_1 \approx 39^\circ$ к направлению волокон древесины на срез.

Расчетная несущая способность нагеля на один срез

$$T_n = \sqrt{k_n} \cdot 920 = \sqrt{0,825} \cdot 920 = 837 \text{ кгс,}$$

где $k_n = 0,825$ — коэффициент, получаемый путем интерполяции из табл. 2.2.

Требуемое число нагелей

$$n_n = \frac{2750}{837} = 1,73 \text{ шт.}$$

Ставим в каждый раскос по два болта. Раскосы присоединяем к накладкам эксцентрично, так что в центре узла пересекаются не оси раскосов, а их верхние кромки. Тогда расстояние от точки взаимного пересечения осей раскосов до центра узла

$$e = \frac{h_{\text{раск}}}{2 \cos \alpha_1} = \frac{q}{0,781} = 11,5 \text{ см.}$$

Изгибающий момент, возникающий в накладках вследствие эксцентричного прикрепления раскосов, по формуле (7.3)

$$M = \frac{2750}{2} \cdot \frac{11,5}{2} = 16\,650 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Растягивающее усилие в нижнем поясе при односторонней временной нагрузке по формуле (7.2)

$$U_i = 22\,250 - 0,75 \cdot 2200 \cdot 2,5 = 18\,125 \text{ кгс.}$$

Момент инерции сечения накладок, ослабленного двумя отверстиями для нагелей

$$J = \frac{bh^3}{12} - F_{\text{осл}} y^2 = \frac{2 \cdot 10 \cdot 22^3}{12} - 2 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 4^2 = 17\,100 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления

$$W_{\text{ит}} = \frac{17\,100}{11} = 1555 \text{ см}^3.$$

Напряжение в накладках по формуле (1.12)

$$\sigma = \frac{18\,125}{360} + \frac{16\,650}{1555} \cdot \frac{80}{10} = 57 < 80 \text{ кгс/см}^2.$$

§ 23 МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫЕ ФЕРМЫ

В металлодеревянных фермах растянутые элементы проектируют из металла, а сжатые, сжато-изгибаемые и знакопеременные элементы — из дерева. Применение металлических растянутых элементов исключает необходимость отбора высокосортной древесины первой категории, способствует повышению надежности и жесткости ферм.

Деревянные элементы металлодеревянных ферм выполняют из брусев, бревен или клееных блоков, а металлические — из круглой или профильной стали.

Металлодеревянные фермы с брусчатыми деревянными элементами, изготавливаемые без применения клея в подсобных мастерских строительных организаций, наиболее доступны для широкого применения. Они удовлетворяют всем требованиям современного сборного строительства, просты в изготовлении, сборке и монтаже.

Металлодеревянные фермы, содержащие клееные деревянные элементы — конструкции заводского изготовления, несколько сложнее арок.

Пример 7.3. Запроектировать и рассчитать несущие конструкции покрытия отопляемого складского здания. Ограждающая часть покрытия — утепленные дощато-газобетонные панели, по типу раскотренных в примере 4.5. Кровля рубероидная с уклоном $i = 1 : 10$. Пролет несущих конструкций $l = 12 \text{ м}$, шаг расстановки $B = 3 \text{ м}$. Нагрузка на 1 кв. м несущей конструкции, включая ее собственный вес, нормативная $q^* = 510 \text{ кгс/м}^2$; расчетная $q = 650 \text{ кгс/м}^2$.

Решение. В качестве несущих конструкций выбираем двускатные шпренгелльные фермы негализованного изготовления с деревянным брусчатым верхним поясом и нижним поясом из круглой стали (рис. 7.5).

Геометрические размеры элементов фермы. Тангенсу угла наклона верхнего пояса к горизонту $\lg \alpha = 0,1$ соответствуют:

$$\alpha = 5^\circ 42', \cos \alpha = 0,995.$$

Высоту шпренгельной фермы назначаем равной:

$$h = \frac{1}{7} l = \frac{12}{7} \approx 1,7 \text{ м.}$$

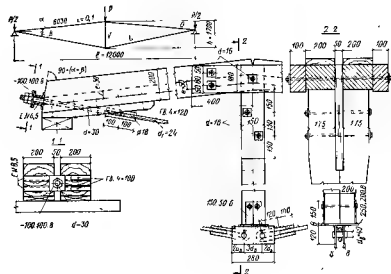


Рис 75. Двухсатная шпренгельная ферма

Угол наклона нижнего пояса к горизонту найдем из отношения

$$\lg \beta = \frac{h - 0,5 l \lg \alpha}{0,5 l} = \frac{1,7 - 0,6}{0,6} = 0,183, \quad \beta = 10^\circ 24'.$$

Угол между верхним и нижним поясами

$$\alpha + \beta = 5^\circ 42' + 10^\circ 24' = 16^\circ 06'.$$

Длина верхнего пояса между центрами узлов

$$l_1 = \frac{l}{2 \cos \alpha} = \frac{1200}{2 \cdot 0,995} = 603 \text{ см.}$$

Определение усилий в элементах фермы. Узловая нагрузка, приходящаяся на коньковый узел фермы, равна:

$$P = \frac{ql}{2} = \frac{650 \cdot 12}{2} = 3900 \text{ кгс.}$$

Величину усилий в стержнях двухсатной шпренгельной фермы находим построением диаграммы Кремоны. Сжимающее усилие

в верхнем поясе $O = 6900 \text{ кгс}$; растягивающее усилие в нижнем поясе $U = 7000 \text{ кгс}$; сжимающее усилие в стойке $V = 2530 \text{ кгс}$. Расчет верхнего пояса. Кроме сжимающего усилия $O = 6900 \text{ кгс}$ в верхнем поясе возникает изгибающий момент от местной нагрузки, равный:

$$M_q = \frac{ql^2}{32} = \frac{650 \cdot 12^2}{32} = 2925 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Чтобы уменьшить величину изгибающего момента, устраиваем искусственный эксцентриситет приложения сжимающей силы $e = 5 \text{ см}$, вызывающий в поясе момент обратного знака:

$$M_N = Oe = 6900 \cdot 5 = 34\,500 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = 292\,500 - 34\,500 = 258\,000 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Верхний пояс проектируем из двух брусев сечением $b \times h = 20 \times 20 \text{ см}$, уложенных рядом с зазором $s = 5 \text{ см}$.

Гибкость пояса в плоскости изгиба

$$\lambda = \frac{l_1}{i} = \frac{603}{0,29 \cdot 20} = 104.$$

Площадь и момент сопротивления сечения равны:

$$F = 2 \cdot 20 \cdot 20 = 800 \text{ см}^2; \quad W = \frac{2 \cdot 20 \cdot 20^2}{6} = 2667 \text{ см}^3.$$

Коэффициент по формуле (1.14)

$$\xi = 1 - \frac{104^2}{3100} = \frac{6900}{800 \cdot 130} = 0,77.$$

Напряжение по формуле (1.13)

$$\sigma = \frac{6900}{800} + \frac{258\,000}{0,77 \cdot 2667} \cdot \frac{130}{150} = 117,5 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Пренебрегая незначительной деформацией стержня под действием сжимающей силы и принимая $\cos \alpha = 0,995 \approx 1$, находим относительный прогиб пояса в середине пролета по формуле (см. пример 6.1):

$$\frac{f}{l} = \frac{0,5 l}{8 E J} \left[5 \frac{ql^2 (0,5 l)^3}{48} - M_N \right] = \frac{600}{8 \cdot 10^5 \cdot 26\,670} \left[\frac{5 \cdot 5 \cdot 1 \cdot 600^2}{48} - 27\,100 \right] - \frac{1}{217} < \frac{1}{200}.$$

где

$$J = W \frac{h}{2} = 2667 \cdot 10 = 26\,670 \text{ см}^4,$$

$$M_N^* = M_N \frac{ql}{P} = 34\,500 \frac{510}{650} = 27\,100 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Расчет нижнего пояса. Нижний пояс фермы выполняем в виде одиночного тяжа из круглой стали марки ВМСтЗпс. С целью экономии металла болтовую нарезку делаем на коротышах, привариваемых к основному тяжу с помощью накладок.

Требуемая площадь сечения тяжа

$$F_{\text{тр}} = \frac{U}{R} = \frac{7000}{2100} = 3,34 \text{ см}^2;$$

принимая тяж диаметром $d_1 = 24 \text{ мм}$ с $F = 4,52 \text{ см}^2$.

Требуемая площадь нетто в месте нарезки

$$F_{\text{чт}} = \frac{C}{R_p^6} = \frac{7000}{1700} = 4,12 \text{ см}^2;$$

принимая коротыша диаметром $d = 30 \text{ мм}$ с $F_{\text{чт}} = 5,19 \text{ см}^2$ (приложение 6).

Усилие от коротыша в опорном узле передается через шайбу на траверсу, состоящую из двух швеллеров № 6,5. Изгибающий момент в траверсе (рассматриваем ее как консоль, защемленную в месте постановки тяжа)

$$M = \frac{U}{2} \left(\frac{b}{2} + \frac{a}{2} \right) = \frac{7000}{2} \left(\frac{20}{2} + \frac{5}{2} \right) = 43800 \text{ кгс·см.}$$

Напряжение изгиба в траверсе

$$\sigma = \frac{43800}{30} = 1460 < 2100 \text{ кгс/см}^2,$$

где $30 = 2 \cdot 15$ — момент сопротивления двух швеллеров в см^3 .

Ширина полки швеллера $b_{\text{ш}} = 3,6 \text{ см}$.

Площадь смятия древесины пояса под траверсой

$$F_{\text{см}} = 2 \cdot 3,6 \cdot 2 \cdot 20 = 288 \text{ см}^2.$$

Напряжение смятия

$$\sigma_{\text{сж}} = \frac{7000}{288} = 24,3 < R_{\text{сж}} = 122 \text{ кгс/см}^2,$$

где $R_{\text{сж}} = 122 \text{ кгс/см}^2$ — расчетное сопротивление смятию древесины под углом $\alpha_{\text{см}} = \alpha + \beta = 16^\circ$ (приложение 4).

Стык тяжа в нижнем центральном узле фермы осуществляется аналогично рассмотренному в примере 6.3. Там же приведен расчет элементов соединения (петель, валика и планок).

Расчет стойки. По конструктивным соображениям стойка принята из двух брусков $15 \times 20 \text{ см}$, общей шириной в верхнем конце $2 \times 20 = 40 \text{ см}$ и суженных книзу до ширины $2 \times 10 = 20 \text{ см}$. Ввиду незначительной длины и больших размеров сечения стойку на продольный изгиб и смятие торца не рассчитываем.

Строительный подъем и пространственное крепление. При сборке шпренгельной фермы ей должен быть придан предвари-

тельный выгиб (подъем), осуществляемый подвигиванием гаек тяжа в опорных узлах. Величину строительного подъема принимаем равной:

$$f_{\text{стр}} = 1/200 l = \frac{1200}{200} = 6 \text{ см.}$$

Во избежание выхода узла нижнего пояса из плоскости системы шпренгельные фермы обязательно должны быть соединены попарно в плоскости стоек вертикальными поперечными связями.

Пример 7.4. Запроектировать и рассчитать несущие конструкции покрытия ремонтно-тракторной мастерской. Ограждающая часть покрытия — утепленные панели под асбестоцементную кровлю по типу рассмотренных в примере 4.6. Расчетный пролет несущих конструкций $l = 11,7 \text{ м}$; шаг расстановки ферм $B = 6 \text{ м}$. Изготавливают конструкции в централизованных мастерских. Расчетная погонная нагрузка (с учетом собственного веса несущей конструкции) $q = 1320 \text{ кгс/м}$.

Решение. Несущие конструкции покрытия проектируем в виде треугольных металлодеревянных четырехпанельных ферм системы ЦНИИСК, верхний пояс и раскосы в которых выполнены из брусков, а нижний пояс и стойка — из круглой стали (рис. 7.6). Такая конструкция ферм обеспечивает их промышленное изготовление и простую сборку из достаточно крупных элементов сборочных марок.

Геометрические размеры элементов фермы. Высоту фермы назначаем равной:

$$h = \frac{1}{5} l = \frac{1170}{5} = 234 \text{ см.}$$

При этом $\lg \alpha = 0,4$; $\alpha = 21^\circ 48'$; $\sin \alpha = 0,371$; $\cos \alpha = 0,928$. Угол наклона между раскосом и верхним поясом

$$\beta = 2\alpha = 43^\circ 36'.$$

Горизонтальная проекция длины панели верхнего пояса

$$l_1 = \frac{l}{4} = \frac{1170}{4} = 292,5 \text{ см}$$

Длина панели верхнего пояса по скату и длина раскоса между центрами узлов

$$l_2 = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{292,5}{0,928} = 315 \text{ см.}$$

Определение расчетных усилий. Расчетная нагрузка, приходящаяся на каждый промежуточный узел верхнего пояса фермы

$$P = q \frac{l}{4} = \frac{1320 \cdot 11,7}{4} = 3860 \text{ кгс.}$$

Усилия в элементах фермы от этой нагрузки определяем по диаграмме Кремоны. Сжимающие усилия в верхнем поясе: $O_1 = 15\,600$ кгс; $O_2 = 10\,400$ кгс. Растягивающее усилие в нижнем поясе $U = 14\,480$ кгс; сжимающее усилие в раскосах $D = 5\,200$ кгс; растягивающее усилие в стойке фермы $V = P = 3\,860$ кгс.

Расчет элементов фермы. Верхний пояс фермы по длине одного ската выполняем без стыка из бруса сечением 18×22 см (см. рис. 7.6). В крайних панелях основной брус усиливаем вспомогательным брусом сечением 15×13 см, в который упирается раскос. Нижний брус с верхним скрепляем тремя болтами диаметром $d = 12$ мм.

При расчете верхнего пояса полагаем, что усилие O_2 приложено по оси основного бруса, а разность усилий $O_1 - O_2$ — по оси вспомогательного нижнего бруса. Геометрической осью верхнего пояса условно считаем линию приложения равнодействующей усилий в верхнем и нижнем брусах первой панели пояса.

Положение оси относительно шва между брусками определяем из условия равенства моментов сил относительно этой оси по формуле

$$z = \frac{O_2}{O_1} \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) - \frac{h_2}{2} = \frac{10\,400}{15\,600} \left(\frac{22 + 13}{2} \right) - \frac{13}{2} = 5,2 \text{ см.}$$

Вследствие наличия внеузловой нагрузки от давления панелей кровли верхний пояс фермы работает как сжатого-изгибаемый стержень.

Изгибающий момент в поясе от местной нагрузки

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{1320 \cdot 2,925^2}{8} = 1\,410 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

Прочность пояса проверяем в неусиленной верхней панели фермы по формуле (1.13).

$$\sigma = \frac{10\,400}{396} + \frac{141\,000}{0,84 \cdot 1452} \cdot \frac{130}{150} = 126 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Здесь $N = O_2 = 10\,400$ кгс; $F = 18 \times 22 = 396 \text{ см}^2$;

$$W = \frac{18 \cdot 22^2}{6} = 1\,452 \text{ см}^3; \quad \lambda = \frac{l_{\text{гр}}}{r_x} = \frac{315}{0,29 \cdot 22} = 49,6;$$

$$\xi = 1 - \frac{49,6^2}{3100} \cdot \frac{10\,400}{396 \cdot 130} = 0,84.$$

Нижний пояс фермы проектируем металлическим из круглой стали

Требуемая площадь сечения пояса

$$F_{\text{гр}} = \frac{U}{R} = \frac{14\,480}{2100} = 6,9 \text{ см}^2.$$

Принимаем тязь диаметром $d = 30$ мм с $F = 7,07 \text{ см}^2$.

К опорному узлу тязь присоединяем хомутом (рис. 7.6, а). Ветви хомута примыкают к тязи под углом $\gamma = 27^\circ$.

Требуемое сечение ветви хомута на участке между распоркой и тязем

$$F_{\text{гр}} = \frac{U}{2R \cdot 0,85 \cos \gamma} = \frac{14\,480}{2 \cdot 2100 \cdot 0,85 \cdot 0,89} = 4,5 \text{ см}^2;$$

принимаем $d_1 = 24$ мм с $F = 4,52 \text{ см}^2$. Здесь коэффициент 0,85 учитывает возможную неравномерность распределения усилия между двумя ветвями хомута.

К среднему узлу тязь примыкает с помощью «петли» (рис. 7.6, б; узел Г). Такая конструкция дает возможность при перевозке складывать нижний пояс по длине вналое путем поворота в петлях. Ветви петли приняты того же диаметра, что и хомута. $d_1 = 24$ мм.

Раскос устраиваем из бруса сечением 15×13 см.

Наибольшая гибкость

$$\lambda = \frac{l_{\text{гр}}}{r_{\text{мин}}} = \frac{315}{0,20 \cdot 13} = 84, \quad \varphi = 0,44.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{D}{\varphi F} = \frac{5200}{0,44 \cdot 13 \cdot 15} = 60,5 < 130 \text{ кгс/см}^2$$

Стойку выполняем из одиночного стального тязя. Требуемая площадь сечения тязя в месте нарезки

$$F_{\text{ст}} = \frac{V}{R^0_p} = \frac{3860}{1700} = 2,27 \text{ см}^2.$$

Принимаем тязь диаметром $d = 22$ мм; $F_{\text{ст}} = 2,81 \text{ см}^2$.

Расчет узловых соединений. Верхний пояс фермы в опорном узле (рис. 7.6, а) упирается в стальной башмак (рис. 7.6, д), состоящий из опорной плиты (нижней), вертикальных листов и приваренной к ним сверху упорной наклонной плиты, усиленной ребрами жесткости. К вертикальным листам башмака снаружи приварены ветви хомута нижнего пояса.

Верхнюю упорную плиту башмака рассчитываем на изгиб приближенно, как простую балку с поперечным сечением, изображенным на рис. 7.6, е.

Статический момент поперечного сечения относительно оси X_1

$$S_{X_1} = 21,6 \cdot 0,8 \cdot 6,4 + 2,6 \cdot 0,6 \cdot 3 = 132,2 \text{ см}^3.$$

Площадь сечения

$$F = 21,6 \cdot 0,8 + 2,6 \cdot 0,6 = 24,5 \text{ см}^2.$$

Расстояние от оси X_1 до центра тяжести сечения

$$y_0 = \frac{S}{F} = \frac{132,2}{24,5} = 5,4 \text{ см.}$$

Момент инерция сечения относительно центральной оси

$$J_x = \frac{21,6(6,8-5,4)^2 - (21,6-2 \cdot 0,6)(6-5,4)^2 + 2 \cdot 0,6 \cdot 5,4^3}{3} = 82,6 \text{ см}^4.$$

Минимальный момент сопротивления сечения

$$W_{\min} = \frac{82,6}{5,4} = 15,3 \text{ см}^3.$$

Напряжение смятия в месте упора пояса в башмак

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{15\,600}{21,6 \cdot 18} = 40 < 130 \text{ кгс/см}^2.$$

Изгибающий момент в плите

$$M = \frac{40 \cdot 21,6 \cdot 17^2}{8} = 31\,900 \text{ кгс-см},$$

где 17,2 см — пролет плиты, равный расстоянию между вертикальными ребрами по осям.

Напряжение изгиба в плите

$$\sigma = \frac{31\,900}{15,3} = 2085 < 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Горизонтальную опорную плиту рассчитываем на изгиб под действием напряжений смятия фундамента под ее основанием.

Площадь смятия

$$F_{\text{см}} = 20 \cdot 23 = 560 \text{ см}^2.$$

Опорная реакция фермы

$$A \rightarrow 2 \cdot P = 2 \cdot 3860 = 7720 \text{ кгс}.$$

Напряжение смятия

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{7720}{560} = 13,8 \text{ кгс/см}^2.$$

Плита в расчетном отношении представляет собой балку на двух опорах с двумя консолями длиной $a = 0,5 (28-17,2) = 5,4 \text{ см}$.

Изгибающий момент в консольной части плиты для пластинки шириной $b = 1 \text{ см}$

$$M_K = \frac{13,8 \cdot 5,4^2}{2} = 205 \text{ кгс-см}.$$

Момент в средней части плиты

$$M = \frac{13,8 \cdot 17,2^2}{8} = 205 = 307 \text{ кгс-см}.$$

Необходимый момент сопротивления

$$W = \frac{307}{2100} = 0,146 \text{ см}^3.$$

Требуемая толщина плиты

$$\delta = \sqrt{\frac{bW}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,146}{1}} = 0,935 \text{ см}.$$

Принимаем $\delta = 1 \text{ см}$.

Необходимая длина шва приварки нижнего пояса к вертикальным листам при толщине шва 8 мм

$$l_{\text{ш}} = \frac{U}{4R_{\text{сш}} \cdot 0,7h_{\text{ш}}} = \frac{14\,480}{4 \cdot 1500 \cdot 0,7 \cdot 0,8} = 4,3 \text{ см}.$$

Принимаем $l_{\text{ш}} = 16 > 4,3 \text{ см}$.

Раскос в промежуточном узле верхнего пояса (рис. 7.6, б; узел В) примыкает к поясу под углом $\beta = 43^\circ 36'$ и опирается всей площадью сечения во вспомогательный брус.

Расчетное сопротивление смятию $R_{\text{сш}\beta} = 42 \text{ кгс/см}^2$ (приложение 4, кривая I).

Напряжение смятия

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{5200}{13 \cdot 15} = 26,6 < 42 \text{ кгс/см}^2.$$

Положение раскоса относительно вспомогательного бруса фиксируем стальными накладками, прикрепляемыми к раскосу болтом и двумя гвоздями.

Сжатый стык верхнего пояса в коньковом узле (рис. 7.6, б; узел В) решаем лобовым упором брусев и перекрываем парными деревянными накладками на болтах. Ввиду очевидного запаса прочности напряжения смятия в месте стыка не проверяем.

Усилие от стойки-тяжа передается на узел с помощью шайбы. Угол между направлением волокон древесины брусев и направлением усилия в стойке составляет $\alpha_{\text{см}} = 90^\circ - \alpha = 68^\circ$. Размеры шайбы при угле смятия больше 60° могут быть приняты по приложению 6. При $d = 22 \text{ мм}$ принимаем шайбу $110 \times 110 \times 11 \text{ мм}$.

Раскосы в узле нижнего пояса (рис. 7.6, б; узел Г) опираются торцовой поверхностью в специальный башмак (рис. 7.6, з), состоящий из горизонтальной плиты, привариваемой к петле нижнего пояса, наклонных упорных плит и поперечных листов.

Плита с ребром жесткости, в которую упирается раскос, рассчитывается на изгиб аналогично верхней плите в опорном узле.

Усилие от тяжа-стойки в нижнем узле передается с помощью шайбы в виде уголка 70×6 .

Минимальный момент сопротивления уголка

$$W_{\min} = \frac{J_K}{b - z_0} = \frac{37,6}{7 - 1,94} = 7,33 \text{ см}^3.$$

Изгибающий момент, возникающий в шайбе,

$$M = \frac{Vl}{4} = \frac{3860 \cdot 13}{4} = 12550 \text{ кгс·см},$$

где $l = 13 \text{ см}$ — расстояние между осями ветвей петли нижнего пояса.

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{12550}{7,33} = 1720 < 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Строительный подъем и пространственное крепление. Фермам придают строительный подъем

$$f_{\text{стр}} = 1/200l = \frac{1170}{200} \approx 6 \text{ см}.$$

Строительный подъем осуществляют автоматически при сборке ферм, для чего длины раскосов и других элементов фермы должны назначаться с учетом принятого строительного подъема.

Фермы попарно должны быть связаны между собой вертикальными связями, устраиваемыми в середине пролета фермы.

ГЛАВА 8

КОНСТРУКЦИИ С ПРИМЕНЕНИЕМ ПЛАСТМАСС

Конструкции с использованием пластмасс пока еще не нашли массового применения в строительстве. Но в ряде случаев эти конструкции уже применены, проверены экспериментально и в эксплуатации; они отличаются исключительной легкостью, высокой индустриальностью изготовления, повышенной транспортабельностью, коррозионной стойкостью. Поэтому в ближайшие годы можно ожидать все возрастающего их применения в сельскохозяйственном, гражданском и промышленном строительстве. К таким перспективным конструкциям в первую очередь относятся: пленочно-каркасные, пневматические (воздухонадувные), светопрозражные конструкции и трехслойные панели светонепроницаемых наружных ограждений.

§ 24. ПЛЕНОЧНО-КАРКАСНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Эти конструкции являются простейшим, наиболее распространенным видом конструкций с применением пластмасс. Они представляют собой ограждающую оболочку из тонкой светопрозрачной синтетической пленки, натянутой на легкий каркас из деревянных рам или некондиционных металлических труб.

Такие конструкции применяют главным образом в сельском строительстве при возведении культивационных сооружений (пар-

ников, теплиц и др.), а также в качестве тепляков при производстве строительных работ, укрытий для материалов, механизмов и машин и других подсобных сооружений.

В качестве ограждающей оболочки чаще всего применяют полиэтиленовую пленку (ГОСТ 10354—63) толщиной 0,08—0,12 мм. Расчетные сопротивления растяжению такой пленки приведены в [4].

Пленка под воздействием расчетной равномерно распределенной нагрузки q работает на растяжение как гибкая нить, опорами кото-

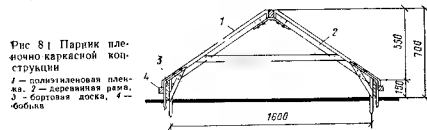


Рис 81 Парник пленочно-каркасной конструкции
1 — полиэтиленовая пленка, 2 — деревянные рамы, 3 — бортовая доска, 4 — бобыла

рой являются ребра каркаса. Растягивающее усилие в пленке приближенно принимается равным распуру:

$$H = \frac{ql^2}{8f}, \quad (8.1)$$

где l — пролет, равный расстоянию между ребрами каркаса;

f — стрела провисания пленки в середине пролета.

Стрела провисания пленки f ориентировочно может быть принята равной $1/200l$ — $1/250l$ пролета.

Пример 8.1. Проверить прочность ограждающей оболочки двухскатного парника (рис. 8.1), выполненной из полиэтиленовой пленки толщиной $\delta = 0,08 \text{ мм}$. Шаг расстановки деревянных рам каркаса $B = 1 \text{ м}$. Угол наклона покрытия к горизонту $\alpha = 35^\circ$. Район строительства — Житомирская область.

Решение. Относительно малым собственным весом пленки в расчете пренебрегаем. Для расчета вырезаем полосу пленки шириной 1 м . Парники эксплуатируются не круглогодично, поэтому нормативный снеговой покров согласно [4] принимаем равным: $P_s = 10 \text{ кгс/м}^2$.

Расчетная снеговая нагрузка на 1 м ширины пленки по скату

$$p_s = c P_s n \cos \alpha = 0,73 \cdot 10 \cdot 1,4 \cdot 0,824 = 8,4 \text{ кгс/м},$$

где $c = 0,73$ — коэффициент, принимаемый согласно [3] при $\alpha = 35^\circ$; $n = 1,4$ — коэффициент перегрузки.

Расчетная ветровая нагрузка

положительное давление

$$p_{+a} = 0,8 c_{1P} n = 0,8 \cdot 0,3 \cdot 45 \cdot 1,2 = 13 \text{ кгс/м};$$

отрицательное давление (отсос)

$$p_{-0} = 0,8 \cdot c_{\text{пр}} \cdot p = 0,8(-0,4) 45 \cdot 1,2 = -17,2 \text{ кгс/м}^2.$$

Здесь 0,8 — коэффициент, принимаемый согласно [4] для пленочных покрытий;

$c_{1,2}$ — аэродинамические коэффициенты по [3];
 $p_0 = 45 \text{ кгс/м}^2$ — нормативный ветровой напор для III района (Жигитовская обл.);

$n = 1,2$ — коэффициент перегрузки.

Пленку рассчитываем на совместное действие снеговой нагрузки и положительного давления ветра при температуре окружающего воздуха $t = 0^\circ$.

Расчетная нагрузка на 1 пог. м рассматриваемой полосы

$$q = 0,9 (8,4 + 13) = 19,4 \text{ кгс/м}.$$

где 0,9 — коэффициент, учитывающий дополнительное сочетание кратковременных нагрузок [3].

Расчетный пролет пленки $l = B = 1 \text{ м}$. Стрелу провисания пленки принимаем равной $1/30 \cdot l$.

Напряжение в пленке по формуле (8.1)

$$H = \frac{ql^2}{8(1/20)} = 2,5ql = 2,5 \cdot 19,4 \cdot 1 = 48,5 \text{ кгс}.$$

Напряжение растяжения

$$\sigma = \frac{H}{F} = \frac{48,5}{100 \cdot 0,008} = 60,6 \approx R_p, m = 50 \cdot 1,2 = 60 \text{ кгс/см}^2.$$

Здесь $R_p = 50 \text{ кгс/см}^2$ — расчетное сопротивление растяжению полиэтиленовой пленки при $t = 0^\circ$ [4];

$m = 1,2$ — коэффициент условий работы при действии кратковременных нагрузок.

Проверим прочность пленки при действии ветрового отсоса без снеговой нагрузки при температуре окружающего воздуха $t = +20^\circ \text{C}$. Расчетное сопротивление растяжению полиэтиленовой пленки в этом случае [4] $R_p = 40 \text{ кгс/см}^2$.

Напряжение в пленке

$$H = 2,5 \cdot 17,2 \cdot 1 = 43 \text{ кгс}.$$

Напряжение растяжения

$$\sigma = \frac{43}{0,8} = 53,8 > 40 \cdot 1,2 = 48 \text{ кгс/см}^2.$$

Необходимо увеличить толщину пленки до $\delta = 0,1 \text{ мм}$. Для восприятия ветрового отсоса пленка должна быть соответственно закреплена на рамах.

§ 25 ПНЕВМАТИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Наиболее перспективными для строительства в ближайшее время будут воздухоопорные пневматические конструкции, состоящие из воздухопроницаемой оболочки, поддерживаемой в проектном положении небольшим избыточным давлением воздуха внутри перекрываемого помещения.

Пневматические оболочки выполняют из синтетических тканей (капрон, лавсан) с резиновым или поливинилхлоридным покрытием, а также из синтетических пленок, армированных капроновыми сетками. Перечень марок прорезиненных тканей и армированных пленок, выпускаемых отечественной промышленностью, и их прочностные характеристики приведены в [6, табл. 11].

Воздухоопорные конструкции уже применены в ряде мест Советского Союза в качестве надувных теплиц, зерноскладов и других сооружений. Они могут быть широко использованы в качестве покрытий быстровозводимых временных сборно-разборных и легких стационарных сооружений различного назначения, например: склады, временные укрытия сельскохозяйственной техники, оборудования и продукции, крытые токи, сезонные производственные помещения и мастерские, укрытия для зимнего строительства, закрытые спортивные площадки, бассейны, катки, выставочные павильоны, временные кинотеатры, цирки, гаражи и др.

Самая рациональная форма пневмооболочки — цилиндрическая с цилиндрическими (на прямоугольном основании) торцами. Крепят воздухоопорные конструкции к основанию, как правило, с помощью винтовых металлических анкеров или анкеров грузов (песка, воды). Стационарные воздухоопорные конструкции можно крепить к обычным фундаментам с помощью заделанных в них анкеров болтов, расположенных внутри оболочки.

Расчет воздухоопорной конструкции сводится к определению требуемой величины избыточного давления воздуха внутри помещения, проверке прочности оболочки и надежности крепления ее к основанию.

Пневматические оболочки рассчитывают на невыгоднейшее сочетание временных нагрузок (ветер, снег) и внутреннего давления воздуха, относимого при расчете пневматических конструкций к постоянным нагрузкам. Относительно малый собственный вес пневмооболочки можно в расчетах не учитывать.

Величину внутреннего давления p_d определяют из условия сохранения стабильности формы пневмооболочки при действии максимального положительного давления ветра p_{+w} по формуле

$$p_d \geq p_{+w} \quad (8.2)$$

Наибольшая допускаемая величина снеговой нагрузки p_0 на воздухоопорные пневматические оболочки из условия сохранения положительной кривизны не должна превышать величины внутреннего давления $p_0 \leq p_d$. Прочность цилиндрической пневмообо-

лочки с радиусом кривизны r_k , имеющей цилиндрические торцы, проверяют на сочетание внутреннего давления p_g и максимального ветрового отсоса p_{-n} по формулам:

$$\sigma_1 = (p_g + p_{-n}) r_k \leq R_0; \quad (8.3a)$$

для вертикальных сечений

$$\sigma_2 = 0,5 (p_g + p_{-n}) r_k \leq R_T. \quad (8.3b)$$

где R_0 и R_T — расчетные сопротивления растяжению ткани или пленки соответственно вдоль основы и утка.

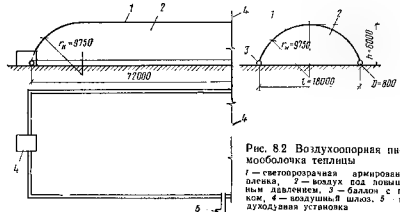


Рис. 8.2 Воздухоопорная пневмооболочка теплицы

1 — светопрозрачная армированная пленка, 2 — воздух для повышения внутреннего давления, 3 — балласт с песком, 4 — воздушный шланг, 5 — воздушная установка

Напряжения в сечениях оболочек и расчетные сопротивления тканей и армированных пленок принимают без учета толщины материалов в кгс/см.

Крепления воздухоопорных конструкций к основанию рассчитывают на отрывающее усилие, возникающее при совместном действии внутреннего давления и ветрового отсоса. Массу балласта для анкерных устройств определяют по отрывающему усилию, умноженному на коэффициент 1,2.

Пример 8.2. Рассчитать воздухоопорную конструкцию покрытия однопролетной теплицы, предназначенной для эксплуатации в течение всего года. Район строительства — Донецкая область. Материал оболочки — светопрозрачная армированная пленка. Сооружение имеет прямоугольное основание размером в плане 18×72 м.

Решение. Форму оболочки при прямоугольном плане принимаем цилиндрическую с цилиндрическими торцами (рис. 8.2).

Стрелу подъема назначаем равной:

$$h = \frac{1}{3} l = \frac{18}{3} = 6 \text{ м.}$$

Радиус кривизны оболочки

$$r_k = \frac{l^2 + 4h^2}{8h} = \frac{18^2 + 4 \cdot 6^2}{8 \cdot 6} = 9,75 \text{ м.}$$

Определяем расчетные нагрузки.

Ветровая нагрузка: положительное давление

$$p_{+в} = c_1 (0,8 p_g) n = 0,467 \cdot 0,8 \cdot 45 \cdot 1,2 = 20 \text{ кгс/м}^2;$$

максимальное отрицательное давление (отсос)

$$p_{-n} = c_2 (0,8 p_g) n = 1,033 \cdot 0,8 \cdot 45 \cdot 1,2 = 45 \text{ кгс/м}^2,$$

где $c_{1,2}$ — аэродинамические коэффициенты при $h/l = 1/3$;

p_g — скоростной напор ветра, принимаемый согласно [3] для

Донецкой области равным 45 кгс/м^2 ;

0,8 — коэффициент, вводимый согласно [4] для теплиц с пленочным покрытием;

$n = 1,2$ — коэффициент перегрузки.

Снеговая нагрузка

$$p_c = c p_g n = 0,375 \cdot 15 \cdot 1,4 = 8 \text{ кгс/м}^2,$$

где

$$c = \frac{l}{8h} = \frac{18}{8 \cdot 6} = 0,375$$

коэффициент, учитывающий сводчатую форму покрытия [3];

p_g — вес снегового покрова, принимаемый при расчете теплиц во II районе (Донецкая обл.) согласно [4] равным 15 кгс/м^2 горизонтальной поверхности;

$n = 1,4$ — коэффициент перегрузки.

Требуемая величина избыточного внутреннего давления по формуле (8.2)

$$p_g - p_{-n} = 20 \text{ кгс/м}^2 = 0,002 \text{ атм.}$$

Расчетная снеговая нагрузка $p_c = 8 \text{ кгс/м}^2$ меньше внутреннего давления $p_g = 20 \text{ кгс/м}^2$.

Напряжение в горизонтальных сечениях оболочки, параллельных образующей, по формуле (8.3a) составляет:

$$\sigma_1 = (20 + 45) \cdot 9,75 = 634 \text{ кгс/м} = 6,34 \text{ кгс/см.}$$

Напряжение в кольцевых сечениях оболочки, перпендикулярных образующей, по формуле (8.3b) равно

$$\sigma_2 = 0,5 \sigma_1 = 317 \text{ кгс/м} = 3,17 \text{ кгс/см.}$$

По табл. 11, приведенной в [6], принимаем армированную пленку типа А (капроновая сетка, составляющая 19% по весу, впрес-

сованная в совмещенный полиамид) с расчетным сопротивлением растяжению вдоль основы $R_0 = 7,8 > \sigma_1 = 6,34 \text{ кгс/см}$ и вдоль утка $R_y = 6,1 > \sigma_2 = 3,17 \text{ кгс/см}$. Усилие, отрывающее оболочку от основания, приходящееся на 1 пог. м длины оболочки, находим из выражения

$$P = (p_s + p_a) r_k = 634 \text{ кгс.}$$

Оболочку к основанию крепим анкерным грузом в виде баллона из прорезиненной ткани, заполненного песком. Баллон опоясывает оболочку по всему ее нижнему контуру (см. рис. 8.2). Нижнюю кромку оболочки присоединяем к баллону клеишным швом.

Требуемый диаметр баллона находим из условия, чтобы вес анкерного груза был в 1,2 раза больше отрывающего усилия:

$$\frac{\pi D^2}{4} \gamma = 1,2P,$$

откуда

$$D_{\text{тр}} = \sqrt{\frac{4,8P}{\pi \gamma}} = \sqrt{\frac{4,8 \cdot 634}{3,14 \cdot 1600}} = 0,78 \text{ м.}$$

где $\gamma = 1600 \text{ кг/м}^3$ — плотность сухого песка.

Принимаем диаметр баллона, обрамляющего контур оболочки, $D = 80 \text{ см}$.

Трудоемкие работы в теплице выполняют с помощью малогабаритного трактора и самоходного шасси. Для снижения опасности резкого падения внутреннего давления воздуха при их въезде и выезде в торцах оболочки устраивают воздушные шлюзы из легкого деревянного каркаса, обтянутого пленкой.

§ 26. СВЕТОПРОЗРАЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Конструкции из светопрозрачных пластмасс чаще всего применяют в качестве светопрозрачных элементов наружных ограждений (покрытий и стен). Неутепленные светопрозрачные ограждения выполняют преимущественно в виде волнистых листов из полиэфирного стеклопластика, а утепленные — в виде клееных трехслойных панелей с обшивками из стеклопластика и ребристым средним слоем.

Светопрозрачные волнистые листы часто укладывают в сочетании с волнистыми листами из светонепроницаемых материалов — асбестоцемента, стали или алюминия. В этом случае размеры волн тех и других листов принимают одинаковыми.

Геометрические характеристики стеклопластиковых волнистых листов, выпускаемых отечественной промышленностью, приведены в [6 табл. 31].

Волнистые светопрозрачные листы рассчитывают на изгиб по двум предельным состояниям. По первому — проверяют прочность и местную устойчивость листа, а по второму — прогиб листа.

Прочность листа проверяют по нормальным напряжениям

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R_n \quad (8.4)$$

и по касательным напряжениям

$$\tau = \frac{0,75Q \sin \alpha}{nh_0 \delta} \leq R_{\text{ср}} \quad (8.5)$$

где M и Q — максимальные изгибающий момент и поперечная сила,

n — число волн в расчетной ширине листа;

α — вычисляется из условия

$$\tg \alpha = \frac{3,14h_0}{b_0};$$

h_0 и b_0 — высота и шаг волны;

R_n и $R_{\text{ср}}$ — расчетные сопротивления изгибу и срезу полиэфирного стеклопластика, принимаемые по [6].

Местную устойчивость волнистого листа проверяют по формуле

$$\sigma_{\text{кр}} = \frac{1,92Eh_0^3}{4h_0^2 + b_0^2} \geq \sigma, \quad (8.6)$$

где E — модуль упругости полиэфирного стеклопластика.

Предельные прогибы светопрозрачных волнистых листов принимают [6]: при пролете до 1,5 м — не более $1/25$ пролета и при пролете до 3 м — не более $1/125$ пролета.

Для повышения жесткости рекомендуются длинномерные светопрозрачные листы, работающие как неразрезные балки.

Пример 8.3. В покрытия неотапливаемого производственного здания с кровлей из асбестоцементных волнистых листов усиления профиля марки ВУ устроены световые участки из волнистых светопрозрачных листов, выполненных из полиэфирного стеклопластика (рис. 8.3, а). Волнистые листы уложены по деревянным прогонам из брусев $13 \times 18 \text{ см}$, расположенным с шагом 150 см. Уклон кровли $i = 1/4$ ($\alpha = 14^\circ$; $\cos \alpha = 0,97$). Район строительства — Рязанская область. Рассчитать волнистые светопрозрачные листы.

Решение. Для удобства сочетания принимаем размеры волн светопрозрачных листов такими же, как и асбестоцементных марки ВУ: шаг волн 167 мм, высота волн 50 мм. Длину листа принимаем равной 3,2 м, перекрывающей два пролета, а толщину листа $\delta = 2,5 \text{ мм}$. Расчет ведем для полосы листа шириной 1 м.

Вычисляем нагрузку, приходящуюся на расчетную полосу. Собственный вес:

$$g_{\text{с.л.}}^0 = \delta \gamma_k = 0,0025 \cdot 1400 \cdot 1,33 = 4,7 \text{ кгс/м.}$$

$$g_{\text{с.л.}} = g_{\text{с.л.}}^0 n = 4,7 \cdot 1,1 = 5,2 \text{ кгс/м.}$$

где $\gamma = 1400 \text{ кг/м}^3$ — плотность полиэфирного стеклопластика;
 $k = 1,33$ — коэффициент, учитывающий волнистость
 листа и нахлестку листов в стыках.

Снеговая нагрузка:

$$p_e = p_e^0 \cos \alpha = 100 \cdot 0,97 = 97 \text{ кгс/м};$$

$$p_0 = p_e^0 n = 97 \cdot 1,4 = 135,8 \text{ кгс/м}$$

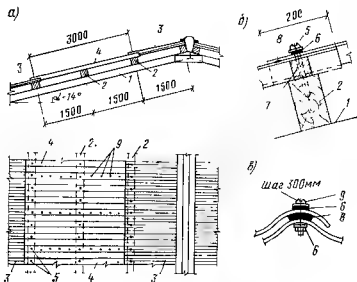


Рис. 8.3. Светопрозрачный участок покрытия из волнистого стеклопластика

1 — верхний пояс фермы, 2 — прогоны; 3 — волнистые асбестоцементные листы усиленного профиля, 4 — светопрозрачные волнистые листы из стеклопластика, 5 — шурупы, 6 — шайбы с эластичной прокладкой, 7 — деревянная подкладка, 8 — герметик, 9 — болты

Полная нагрузка:

$$q^n = 4,7 + 97 \approx 102 \text{ кгс/м};$$

$$q = 5,2 + 135,8 = 141 \text{ кгс/м}.$$

Светопрозрачный волнистый лист рассчитываем на изгиб как двухпролетную неразрезную балку по формулам (3.1) и (3.3).

За расчетный пролет балки, согласно [6], принимаем расстояние между прогонами в свету $l = 150 - 13 = 137 \text{ см}$.

Изгибающий момент на средней опоре

$$M = 0,125 \cdot 141 \cdot 1,37^2 = 33,1 \text{ кгс·м}.$$

Момент сопротивления листа (табл. 31 в [6])

$$W = 5,46 \frac{100}{16,7} = 32,8 \text{ см}^3.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{33,0}{32,8} = 101 < 150 \cdot 0,75 = 112,5 \text{ кгс/см}^2,$$

где 150 — расчетное сопротивление изгибу R_n в кгс/см² полиэфирного стеклопластика;

0,75 — коэффициент m условий работы стеклопластика, эксплуатируемого в атмосферных условиях средней полосы СССР [6].

Поперечная сила на средней опоре

$$Q = \frac{5}{8} q l = \frac{5}{8} 141 \cdot 1,37 = 121 \text{ кгс}.$$

Число волн в расчетной ширине листа

$$n = \frac{100}{16,7} \approx 6,$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3,14 \cdot 5}{16,7} = 0,94; \quad \sin \alpha = 0,685.$$

Напряжение сдвига по формуле (8.5)

$$\tau = \frac{0,75 \cdot 121 \cdot 0,685}{6 \cdot 5 \cdot 0,25} = 8,3 < R_{ср} m = 90 \cdot 0,75 = 67,5 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверяем местную устойчивость листа по формуле (8.6):

$$\sigma_{кр} = \frac{1,92}{4 \cdot 5^2 + 16,7^2} \cdot \frac{25 \cdot 500 \cdot 0,25 \cdot 5}{16,7} \cdot 161 > \sigma = 101 \text{ кгс/см}^2,$$

где 25 500 — 30 000 · 0,85 — модуль упругости E в кгс/см² полиэфирного стеклопластика с учетом влияния атмосферных воздействий [6].

Момент инерции расчетной полосы листа

$$J = 14,32 \frac{100}{16,7} = 85,9 \text{ см}^4.$$

Относительный прогиб по формуле (3.3)

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13}{384} \frac{1,02 \cdot 137^3}{25 \cdot 500 \cdot 85,9} = \frac{1}{150} < \frac{1}{75}.$$

Длину нахлестки волнистых листов в направлении ската покрытия принимаем равной 20 см. Волнистые листы к деревянным прогонам крепим шурупами, поставленными по гребням волн на каждой второй волне (рис. 8.3, б). Под шурупы ставим металлические шайбы, изогнутые по кривизне волны и снабженные эластичными герметизирующими подкладками. В местах крепления волнистых листов устанавливаем деревянные подкладки, препятствующие оседанию волны на опоре.

Стык листов поперек направления ската выполняем на болтах с шагом расстановки 30 см (рис. 8.3, в). Наклежку листов принимаем равной длине одной волны.

§ 27. ТРЕХСЛОЙНЫЕ ПАНЕЛИ

Трехслойные клееные панели светонепроницаемых наружных ограждений конструируют ребристыми или со сплошным средним слоем без ребер.

Вследствие легкости и простоты изготовления панели со сплошным средним слоем (так называемые сэндвичи) могут быть широко использованы в утепленных покрытиях по металлическим фермам, которые в последнее время находят все большее применение.

В качестве среднего слоя этих панелей чаще всего применяют полистирольные пенопласты. Наиболее доступным и дешевым материалом для обшивки является асбестоцемент. Вследствие трудности получения больших размеров листов, а также их относительной хрупкости трехслойные панели с асбестоцементными обшивками рекомендуется применять преимущественно трехметровой длины с опиранием их на прогоны [6].

Панели со сплошным средним слоем рассчитывают по формулам, приведенным в [6]. Предполагается, что нормальные усилия в таких панелях полностью воспринимаются обшивками, а сдвигающие усилия — сплошным средним слоем. Средний слой, кроме того, обеспечивает восприятие местных нагрузок.

Момент инерции и момент сопротивления сечения панели при одинаковых (по модулю и толщине) обшивках вычисляют на 1 см ширины сечения по формулам:

$$J = \frac{\delta c^3}{2} \quad \text{и} \quad W = \frac{\delta c^2}{c + \delta}, \quad (8.7)$$

где δ — толщина обшивки;
 $c = c_0 + \delta$ — расстояние между осями обшивок по высоте сечения;
 c_0 — высота сплошного среднего слоя.

Прочность обшивок проверяют по формуле

$$\bar{\sigma} \cdot \frac{M}{W} \leq \bar{R}_p, \quad \bar{R}_c. \quad (8.8)$$

где $\bar{R}_p$ и $\bar{R}_c$ — расчетные сопротивления растяжению и сжатию материала обшивок.

Прочность среднего слоя и прочность его соединения с обшивками панелей проверяют по формуле

$$\tau = \frac{Q}{c} = \frac{q_l}{2c} \leq R_{cp}, \quad (8.9)$$

где R_{cp} — расчетное сопротивление срезу материала среднего слоя.

В панелях, применяемых в качестве элементов покрытий, верхняя обшивка и средний слой должны быть дополнительно проверены на действие кратковременной сосредоточенной нагрузки (вес рабочего с инструментами), равной 120 кгс; эта нагрузка считается приложенной на площадке 10×10 см, что соответствует расчетной интенсивности местной нагрузки $p_m = 1,2 \text{ кгс/см}^2$.

Прочность наружной обшивки проверяют по формулам:

$$\bar{\sigma}_n = \Theta_1 p_m \left(\frac{5,65}{\delta} \right)^2 \leq \bar{R}_n; \quad (8.10a)$$

$$\bar{\tau} = \Theta_2 p_m \left(\frac{5,65}{\delta} \right) \leq \bar{R}_{cp}, \quad (8.10б)$$

а прочность среднего слоя по формуле

$$\sigma_c = \Theta_3 p_m \leq R_c. \quad (8.10в)$$

где R_n и $\bar{R}_{cp}$ — расчетные сопротивления изгибу и срезу материала обшивки;

R_c — расчетное сопротивление сжатию материала среднего слоя;

$\Theta_{1,2,3}$ — коэффициенты, определяемые в зависимости от величины η по графику, приведенному на рис. 5.6 в [6].

Значение η определяют из выражения

$$\eta = \frac{5,65}{\delta} \sqrt{\frac{E \delta}{E_{пр} c_0}}, \quad (8.11)$$

где E — модуль упругости материала среднего слоя;

$E_{пр} = \frac{E}{1 - \mu^2}$ — приведенный модуль упругости;

$\bar{E}$ — модуль упругости;

μ — коэффициент Пуассона материала обшивки.

Проверку жесткости панели со сплошным средним слоем при действии нормальных, равномерно распределенных по поверхности панели нагрузок производят по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{5q_m^2 l^4}{384 E_{пр} J} k_{сдв} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (8.12)$$

где $k_{сдв}$ — коэффициент, учитывающий влияние на прогиб податливости среднего слоя при сдвиге;

$\left[\frac{f}{l} \right]$ — предельный прогиб (в долях пролета).

Значение коэффициента $k_{сдв}$ определяют из выражения

$$k_{сдв} = 1 + 9,6 \frac{E_{пр} J}{G c l^3}. \quad (8.13)$$

где G — модуль сдвига материала среднего слоя.

Предельный прогиб $[f]$ только от нормативных нагрузок (без учета температурных воздействий) для панелей покрытий может быть принят равным $\frac{1}{200} l$.

Пример 8.4. Рассчитать трехслойную клееную панель покрытия (рис. 8.4) размером $3 \times 1,5$ м со сплошным средним слоем высотой $c_0 = 50$ мм из пенополистирола марки ПСБт плотностью 60 кг/м^3 и с обшивками из асбестоцементных плоских листов толщиной $\delta = 10$ мм.

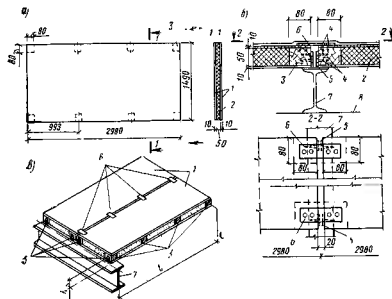


Рис. 8.4 Трехслойная клееная панель покрытия

а — схема панели; б — деталь крепления; в — схема опирания; 1 — асбестоцементные обшивки; 2 — пенопласт ПСБт; 3 — деревянные пробки; 4 — шурупы; 5, 6 — крепежные детали; 7 — прогон; 8 — верхний пояс фермы

Обшивки склеивают с пенопластом дифенольным клеем холодного отверждения марки ДТ-1. Панели укладывают по стальным прогонам из двутавра № 20, располагаемым по скату через 3 м. Уклон покрытия $i = 0,1$. Нормативный снеговой покров — 100 кгс/м^2 .

Решение. Поперечные швы между панелями прикаты 20 мм. Длина панели $l_n = 300 - 2 = 298 \text{ см}$. Ширина площади опирания панели на полку двутавра $0,5 (10 - 2) = 4 \text{ см}$. Расчетный пролет панели $l = 298 - 4 = 294 \text{ см}$.

Подсчет нагрузок на 1 м^2 панели приведен в табл. 8.1.

Для расчета вырезаем полосу панели шириной 1 м. Нагрузки на 1 пог. см длины панели: $q^0 = 0,0147 \text{ кгс/см}$; $q = 0,0192 \text{ кгс/см}$.

ТАБЛИЦА 8.1

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/м^2	Коэффициент перераспределения	Расчетная нагрузка в кгс/м^2
Рубероидная кровля	6	1,1	6,6
Асбестоцементные обшивки, 2-0,01-1900	38	1,1	41,8
Пенопласт, 0,05-60	3	1,2	3,6
Снеговая нагрузка	100	1,4	140
Итого	147	—	192

Геометрические характеристики сечения панели (на 1 см ширины сечения) по формулам (8.7):

$$J = \frac{1 \cdot 6^3}{2} = 18 \text{ см}^4; W = \frac{1 \cdot 6^2}{6 + 1} = 5,15 \text{ см}^3,$$

где $c = c_0 + \delta + 5 + 1 = 6 \text{ см}$ — расстояние между осями обшивок.

Расчетные сопротивления листового асбестоцемента марки 200 (по СН 265-63): растяжению вдоль волокон $\bar{R}_p = 64 \text{ кгс/см}^2$; сжатию $\bar{R}_c = 210 \text{ кгс/см}^2$; изгибу $\bar{R}_n = 140 \text{ кгс/см}^2$; срезу $\bar{R}_{cp} = 20 \text{ кгс/см}^2$. Модуль упругости $E = 100\,000 \text{ кгс/см}^2$, коэффициент Пуассона $\mu = 0,24$.

Изгибающий момент на единицу ширины панели

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{0,0192 \cdot 294^2}{8} = 203 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Нормальное напряжение в обшивках по формуле (8.8)

$$\sigma = \frac{203}{5,15} = 39,4 < \bar{R}_p = 64 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчетные сопротивления пенопласта марки ПСБт плотностью 60 кг/м^3 : сжатию $R_p = 0,6 \text{ кгс/см}^2$; срезу $R_{cp} = 0,5 \text{ кгс/см}^2$ [6]. Модуль упругости $E = 85 \text{ кгс/см}^2$, модуль сдвига $G = 50 \text{ кгс/см}^2$. Напряжение сдвига в среднем слое и клеевом соединении его с обшивками по формуле (8.9)

$$\tau = \frac{0,0142 \cdot 294}{2 \cdot 6} = 0,47 < 0,5 \text{ кгс/см}^2.$$

По графику (см. рис. 5.6 в [6]) при

$$\eta = \frac{5,65}{6} \sqrt{\frac{E \delta}{E_{cp} c_0}} \rightarrow \frac{5,65}{1} \sqrt{\frac{85 \cdot 1}{106\,000 \cdot 5}} = 0,64$$

находим: $\Theta_1 = 0,83$; $\Theta_2 = 0,45$; $\Theta_3 = 0,52$. Здесь $\bar{E}_{\text{пр}} = \frac{\bar{E}}{1 - \mu^2} = 106\,000 \text{ кгс/см}^2$ — приведенный модуль упругости материала обшивки.

Напряжение изгиба в обшивке по формуле (8.10а)

$$\bar{\sigma}_m = 0,83 \cdot 1,2 \left(\frac{5,65}{1} \right)^2 = 32 < 140 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжение среза в обшивке по формуле (8.10б)

$$\bar{\tau} = 0,45 \cdot 1,2 \left(\frac{5,65}{1} \right) = 3,05 < 20 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжение сжатия в среднем слое по формуле (8.10в)

$$\sigma_0 = 0,52 \cdot 1,2 = 0,62 \approx 0,6 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверим жесткость панели при действии нормативных нагрузок.

Коэффициент, учитывающий податливость среднего слоя при сдвиге, по формуле (8.13)

$$k_{\text{одн}} = 1 + 9,6 \frac{106\,000 \cdot 18}{50 \cdot 6 \cdot 294^3} = 1,71.$$

Относительный прогиб панели по формуле (8.12)

$$\frac{l}{t} = \frac{5 \cdot 0,0147 \cdot 294^3}{384 \cdot 106\,000 \cdot 18} \cdot 1,71 = \frac{1}{223} < \frac{1}{200}.$$

По краям панели устанавливают деревянные антисептированные пробки $50 \times 80 \times 80 \text{ мм}$, соединенные с обшивками на клею и шурупах. К угловым пробкам с торца панели до ее монтажа шурупами прикрепляют вертикальные стальные пластинки, которые при установке панели приваривают к прогонам. После этого две смежные панели скрепляют горизонтальными пластинками, привинчиваемыми к пробкам сверху (рис. 8.4, б, в).

Продольные и поперечные швы между панелями заполняют отходами минеральной ваты, покрытой сверху битумной мастикой.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-B. 4-71 Деревянные конструкции. Нормы проектирования.
2. СНиП II-B. 3-62. Стальные конструкции. Нормы проектирования.
3. СНиП II А. 11-62 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.
4. СНиП II Н.4-70 Теплицы и парники. Нормы проектирования.
5. СН 432-71. Указания по проектированию деревянных конструкций временных зданий и сооружений. Стройиздат, 1972.
6. Губеико А. Б. Строительные конструкции с применением пластмасс. М., Стройиздат, 1970.
7. Иванов И. Я. Примеры проектирования и расчета деревянных конструкций. М., Госстройиздат, 1957.
8. Калманок А. С. Расчет пластмасс. Справочное пособие. М., Госстройиздат, 1959.
9. Кардсен Г. Г. и др. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования. М., Стройиздат, 1957.
10. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования. Под ред. В. А. Иванова. Киев, «Будивельник», 1970.
11. Шникин В. Е. Конструкции из дерева и пластмасс. М., Стройиздат, 1966.

Значение коэффициента ϕ

Гибкость λ	Коэффициент ϕ									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,992	0,99	0,988	0,986	0,984	0,982	0,98	0,977	0,974	0,971
20	0,968	0,965	0,961	0,958	0,954	0,95	0,946	0,942	0,937	0,933
30	0,928	0,923	0,918	0,913	0,907	0,902	0,897	0,891	0,884	0,878
40	0,872	0,866	0,859	0,852	0,845	0,838	0,831	0,824	0,816	0,808
50	0,8	0,792	0,784	0,776	0,768	0,758	0,749	0,74	0,731	0,721
60	0,712	0,702	0,692	0,682	0,672	0,662	0,652	0,641	0,63	0,619
70	0,608	0,597	0,585	0,574	0,562	0,55	0,536	0,523	0,508	0,496
80	0,484	0,473	0,461	0,45	0,439	0,429	0,419	0,409	0,4	0,392
90	0,383	0,374	0,366	0,358	0,351	0,344	0,336	0,33	0,323	0,316
100	0,31	0,304	0,298	0,292	0,287	0,281	0,276	0,271	0,265	0,261

Продолжение приложения 2

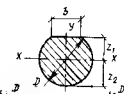
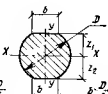
Гибкость λ	Коэффициент ϕ									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
110	0,256	0,252	0,247	0,243	0,239	0,234	0,23	0,226	0,222	0,219
120	0,216	0,212	0,208	0,205	0,202	0,198	0,195	0,192	0,189	0,186
130	0,183	0,181	0,178	0,175	0,173	0,17	0,168	0,165	0,163	0,16
140	0,158	0,156	0,154	0,152	0,15	0,147	0,145	0,144	0,142	0,14
150	0,138	0,136	0,134	0,132	0,13	0,129	0,127	0,126	0,124	0,123
160	0,121	0,12	0,118	0,117	0,115	0,114	0,112	0,111	0,11	0,109
170	0,107	0,106	0,105	0,104	0,102	0,101	0,1	0,099	0,098	0,097
180	0,096	0,095	0,094	0,093	0,092	0,091	0,09	0,089	0,088	0,087
190	0,086	0,085	0,084	0,083	0,082	0,081	0,081	0,08	0,079	0,078
200	0,078	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Коэффициенты для определения геометрических характеристик

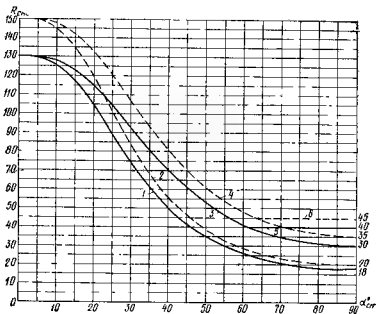
Расчетные данные		
Высота $h = k_1 D$	1	0,5
Площадь сечения $F = k_2 D^2$	0,785	0,393
Расстояние от нейтральной оси до крайних волокон:		
$z_1 = k_3 D$	0,5	0,21
$z_2 = k_4 D$	0,5	0,29
Момент инерции:		
$J_x = k_5 D^4$	0,0491	0,0069
$J_y = k_6 D^4$	0,0491	0,0245
Момент сопротивления:		
$W_x = k_7 D^3$	0,0982	0,0238
$W_y = k_8 D^3$	0,0982	0,0491
Минимальный радиус инерции $r_{мин} = k_9 D$	0,25	0,132

поперечных сечений окантованных бревен и пластин

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

				
1	0,971	0,933	0,943	0,866
0,393	0,779	0,763	0,773	0,740
0,5	0,475	0,447	0,471	0,433
0,5	0,496	0,486	0,471	0,433
0,0245	0,0476	0,441	0,461	0,0395
0,0069	0,0491	0,0488	0,490	0,0485
0,0491	0,0960	0,0908	0,0978	0,0912
0,0238	0,098	0,0976	0,0980	0,0970
0,132	0,247	0,241	0,244	0,231

Расчетные сопротивления сосны и ели смятию под углом к волокнам



- 1 — по всей сжимаемой поверхности в постоянных сооружениях;
- 2 — то же, во временных сооружениях;
- 3 — для лобовых врубок в постоянных сооружениях;
- 4 — то же, во временных сооружениях;
- 5 — под шайбами болтов в постоянных сооружениях;
- 6 — то же, во временных сооружениях

Расчетная несущая способность стального цилиндрического нагеля в кас на один срез при направлении усилия вдоль волокон сосновых и еловых элементов

Диаметр в см	Расчетное условие	Толщина элементов (a или c) в см							
		4	5	6	7,5	10	13	15	18
1,2	T_a	29.	309	331	360	360	a) 	b) 	c)
	T_c	240	300	360	360	360			
	$T_{н.с}$	168	2.0	252	315	360			
1,4	T_a	385	403	425	465	490	d) 	e) 	f)
	T_c	280	350	420	490	490			
	$T_{н.с}$	196	245	294	387	490			
1,6	T_a	493	511	533	573	640	640	640	640
	T_c	320	400	480	600	640	640	640	640
	$T_{н.с}$	224	280	336	420	560	640	640	640
1,8	T_a	576	633	655	696	783	810	810	810
	T_c	360	450	540	675	810	810	810	810
	$T_{н.с}$	252	315	378	472	630	810	810	810
2	T_a	640	770	792	832	920	1000	1000	1000
	T_c	400	550	600	750	1000	1000	1000	1000
	$T_{н.с}$	280	350	420	525	700	910	1000	1000
2,2	T_a	704	880	943	983	1071	1210	1210	1210
	T_c	440	550	660	825	1100	1210	1210	1210
	$T_{н.с}$	308	385	462	577	770	1001	1155	1210

Примечание. Расчетную несущую способность нагеля в рассматриваемом шве принимают равной меньшему из табличных значений T_a и T_c , полученных для прилегающих к этому шву элементов, определяя:

T_a — по толщине a крайнего элемента симметричных соединений (схемы а и б) или более тонкого крайнего элемента односрезных соединений (схема в);

T_c — по толщине c среднего элемента симметричных соединений (схемы а и б);

$T_{н.с}$ — по толщине c элементов равной толщины в несимметричных соединениях (схема г) или более толстого элемента (схема в) односрезных соединений

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Болты и тяжи

Диаметр в мм		Площадь сечения в см ²		Расчетная несущая способность в кН для стали марки ВСт3сп5		Нормальные размеры шайб в мм при смятии древесины под углом 60—90°	
внешний	в нарезе	$F_{бр}$	$F_{нт}$	по $F_{бр}$	по $F_{нт}$	для рабочих болтов	для стяжных болтов
12	9,8	1,13	0,76	2 370	1 290	60×60×6	45×45×4
14	11,5	1,54	1,05	3 230	1 785	70×70×7	50×50×4
16	13,5	2,01	1,44	4 210	2 450	80×80×8	55×55×4
18	14,9	2,54	1,75	5 330	2 975	90×90×9	60×60×5
20	16,9	3,14	2,25	6 590	3 825	100×100×10	70×70×5
22	18,9	3,8	2,81	7 980	4 780	110×110×11	80×80×6
24	20,3	4,52	3,24	9 500	5 510	120×120×12	90×90×7
27	23,3	5,72	4,27	12 000	7 260	140×140×14	100×100×8
30	25,7	7,06	5,19	14 830	8 820	150×150×15	—
36	31,1	10,17	7,58	21 330	12 890	180×180×18	—

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

Коэффициенты для определения геометрических характеристик поперечных сечений бревен, разнополюсанных на два канта

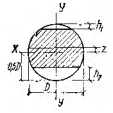
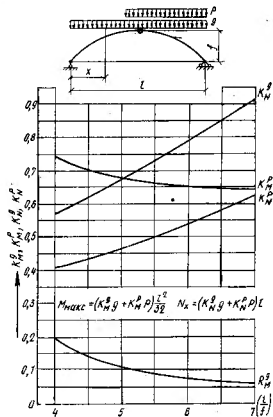
Отношения		Значения коэффициентов			Отношения		Значения коэффициентов		
h_1/D	h_2/D	k_J	k_W	k_z	h_1/D	h_2/D	k_J	k_W	k_z
0	0,05	0,933	0,95	0,009	0,15	0,15	0,487	0,695	0
	0,1	0,829	0,871	0,024		0,2	0,4	0,603	0,02
	0,15	0,717	0,779	0,04		0,25	0,32	0,521	0,043
	0,2	0,607	0,694	0,063		0,3	0,25	0,44	0,066
	0,25	0,503	0,607	0,086		0,35	0,189	0,373	0,097
	0,3	0,409	0,514	0,109		0,4	0,136	0,29	0,115
	0,35	0,326	0,445	0,134		0,45	0,097	0,231	0,14
	0,4	0,251	0,369	0,16		0,5	0,064	0,174	0,166
	0,45	0,188	0,298	0,185	0,20	0,2	0,324	0,54	0
	0,5	0,14	0,243	0,212		0,25	0,254	0,456	0,022
0,05	0,05	0,868	0,964	0		0,3	0,194	0,38	0,045
	0,1	0,772	0,886	0,015		0,35	0,143	0,31	0,069
	0,15	0,676	0,812	0,034		0,4	0,1	0,217	0,094
	0,2	0,556	0,702	0,054		0,45	0,066	0,182	0,119
	0,25	0,457	0,612	0,077	0,25	0,5	0,042	0,135	0,145
	0,3	0,368	0,526	0,1		0,25	0,194	0,388	0
	0,35	0,291	0,446	0,124		0,3	0,149	0,328	0,023
	0,4	0,221	0,368	0,15		0,35	0,102	0,251	0,047
	0,45	0,165	0,301	0,176		0,4	0,067	0,188	0,072
	0,5	0,129	0,242	0,202		0,45	0,042	0,137	0,097
0,1	0,1	0,676	0,844	0		0,5	0,025	0,098	0,122
	0,15	0,577	0,755	0,018	0,1	 $J = J_y, J_z$ $W = W_y, W_z$ $Z = z_y, z_z$			
	0,2	0,48	0,665	0,039					
	0,25	0,39	0,577	0,062					
	0,3	0,31	0,49	0,084					
	0,35	0,24	0,411	0,108					
	0,4	0,179	0,336	0,134					
	0,45	0,13	0,271	0,16					
	0,5	0,091	0,223	0,186					

График для определения максимального изгибающего момента M_x и нормальной силы N_x в том же сечении для трехшарнирной арки кругового очертания



g — расчетная постоянная нагрузка в кгс на 1 пог. м арки;
 P — расчетная временная нагрузка (снег) в кгс на 1 пог. м арки.

	Стр.
Предисловие	3
Введение	4
Глава 1. Расчет элементов деревянных конструкций	6
§ 1. Центально-растянутые элементы	6
§ 2. Центально-сжатые элементы	7
§ 3. Изгибаемые элементы	12
§ 4. Растянуто-изгибаемые и сжато-изгибаемые элементы	17
Глава 2. Расчет соединений элементов деревянных конструкций	20
§ 5. Соединения на врубках	20
§ 6. Соединения на стальных цилиндрических нагелях	23
§ 7. Соединения на гвоздях	26
§ 8. Нагельные соединения со стальными накладками	32
§ 9. Соединения на стальных рабочих элементах	33
Глава 3. Наклонные стропила	36
§ 10. Настилы и обрешетка	36
§ 11. Стропильные ноги	41
§ 12. Подстропильные конструкции	53
§ 13. Сборные наклонные стропила	63
Глава 4. Ограждающие конструкции покрытий	77
§ 14. Прогонны	77
§ 15. Щиты и панели сборных покрытий	83
§ 16. Подвесные чердачные перекрытия	102
Глава 5. Балки и стойки составного сечения	107
§ 17. Клеевые балки	107
§ 18. Сжатые стержни составного сечения	113
Глава 6. Трехшарнирные арки и рамы	119
§ 19. Треугольные арки	119
§ 20. Арки криволинейного очертания	126
§ 21. Трехшарнирные рамы	147
Глава 7. Стропильные фермы	165
§ 22. Деревянные фермы со стальными стойками-тяжами	166
§ 23. Металлодеревянные фермы	181
Глава 8. Конструкции с применением пластмасс	192
§ 24. Пленочно-каркасные конструкции	192
§ 25. Пневматические конструкции	195
§ 26. Светопрозрачные конструкции	198
§ 27. Трехслойные панели	202
Список литературы	207
Приложения	208

Василий Есакович Шипкин

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Редактор издательства С. В. Обухова
 Визуальное оформление художника В. К. Доромидонтова
 Технический редактор И. В. Павлова
 Корректоры Л. П. Вирюкова, В. Г. Штанге
 Сдано в набор 20/ХІ 1972 г. Подписано в печать 28/ІІ 1974 г. Формат 60х90/16. Д. л.
 Бумага машинописная 14 см. л. 112 953 экз. тираж 50 000 экз.
 Изд. № АУ1-3557 3-й, № 612 Ленин, 54 кбл.

Специальное
 168777, Москва, Кузнецкий мост, 9

Московская типография № 4 Союзполиграфпроект при Государственном издательстве Совета
 Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
 Москва, И-41, Б. Тургеневская ул., дом 46

**Таблица соотношений между некоторыми единицами физических величин, подлежащих
 изъятию, и единицами СИ**

Наименование величины	Единица				Соотношение единиц		
	подлежащая изъятию		СИ				
	наименование	обозначение	наименование	обозначение			
Сила; нагрузка; вес	килограмм-сила тонна-сила грамм-сила	кгс тс гс	} ньютон	Н	1 кгс ~ 9,8 Н ~ 10 Н 1 тс ~ 9,8 · 10 ³ Н ~ 10 кН 1 гс ~ 9,8 · 10 ⁻³ Н ~ 10 мН		
Линейная нагрузка	килограмм-сила на метр	кгс/м			ньютон на метр	Н/м	1 кгс/м ~ 10 Н/м
Поверхностная нагрузка	килограмм-сила на квадратный метр	кгс/м ²			ньютон на квадратный метр	Н/м ²	1 кгс/м ² ~ 10 Н/м ²
Давление	килограмм-сила на квадратный сантиметр миллиметр водяного столба миллиметр ртутного столба	кгс/см ² мм вод. ст. мм рт. ст.	} паскаль	Па	1 кгс/см ² ~ 9,8 · 10 ⁴ Па ~ ~ 10 ⁵ Па ~ 0,1 МПа 1 мм вод. ст. ~ 9,8 Па ~ 10 Па 1 мм рт. ст. ~ 133,3 Па		

Наименование величины	Единица				Соотношение единиц
	подлежащая изъятию		СИ		
	наименование	обозначение	наименование	обозначение	
Механическое напряжение	килограмм-сила на квадратный миллиметр	кгс/мм ²	паскаль	Па	1 кгс/мм ² ~ 9,8 · 10 ⁴ Па ~ ~ 10 ⁵ Па ~ 10 МПа
Модуль продольной упругости; модуль сдвига; модуль объемного сжатия	килограмм-сила на квадратный сантиметр	кгс/см ²			1 кгс/см ² ~ 9,8 · 10 ⁴ Па ~ ~ 10 ⁵ Па ~ 0,1 МПа
Момент силы; момент пары сил	килограмм-сила-метр	кгс-м	ньютон-метр	Н-м	1 кгс-м ~ 9,8 Н-м ~ 10 Н-м
Работа (энергия)	килограмм-сила-метр	кгс-м	джоуль	Дж	1 кгс-м ~ 9,8 Дж ~ 10 Дж
Количество теплоты	калория килокалория	кал ккал	джоуль	Дж	1 кал ~ 4,2 Дж 1 ккал ~ 4,2 кДж
Мощность	килограмм-сила-метр в секунду лошадиная сила калория в секунду килокалория в час	кгс-м/с л. с. кал/с ккал/ч	ватт	Вт	1 кгс-м/с ~ 9,8 Вт ~ 10 Вт
					1 л. с. ~ 735,5 Вт 1 кал/с ~ 4,2 Вт 1 ккал/ч ~ 1,16 Вт

Удельная теплоемкость	калория на грамм-градус Цельсия килокалория на килограмм-градус Цельсия	кал/(г·°C) ккал/(кг·°C)	джоуль на килограмм-кельвин	Дж/(кг·K)	1 кал/(г·°C) ~ 4,2 · 10 ³ Дж/(кг·K) 1 ккал/(кг·°C) ~ 4,2 кДж/(кг·K)
Теплопроводность	калория в секунду на сантиметр-градус Цельсия калория в час на метр-градус Цельсия	кал/(с·см·°C) ккал/(ч·м·°C)	ватт на метр-кельвин	Вт/(м·K)	1 кал/(с·см·°C) ~ 420 Вт/(м·K) 1 ккал/(ч·м·°C) ~ 1,16 Вт/(м·K)
Коэффициент теплообмена (теплоотдачи); коэффициент теплопередачи	калория в секунду на квадратный сантиметр-градус Цельсия килокалория в час на квадратный метр-градус Цельсия	кал/(с·см ² ·°C) ккал/(ч·м ² ·°C)	ватт на квадратный метр-кельвин	Вт/(м ² ·K)	1 кал/(с·см ² ·°C) ~ 42 Вт/(м ² ·K) 1 ккал/(ч·м ² ·°C) ~ 1,16 кВт/(м ² ·K)